



TAMPEREEN TEKNILLINEN YLIOPISTO
TAMPERE UNIVERSITY OF TECHNOLOGY

AKU PIHLASVAARA

SIVUSIIRTYVÄN LIITTOPILARIKEHÄN KESTÄVYYSTARKASTE-
LUT ERI LASKENTAMENETELMILLÄ

Diplomityö

Tarkastaja: professori Markku Heini-
suo

Tarkastaja ja aihe hyväksytty
Talouden ja rakentamisen tiedekun-
taneuvoston kokouksessa 9. syys-
kuuta 2015

TIIVISTELMÄ

TAMPEREEN TEKNILLINEN YLIOPISTO

Rakennustekniikan koulutusohjelma

PIHLASVAARA, AKU: Sivusiirtyvän liittopilarikehän kestävyystarkastelut eri laskentamenetelmillä

Diplomityö, 61 sivua, 18 liitesivua

Syyskuu 2015

Pääaine: Rakennesuunnittelu

Tarkastaja: professori Markku Heinisuo

Avainsanat: Liittopilari, sivusiirtyvä, kehä, eurokoodi, palomitoitus, korotettujen tukimomenttien menetelmä, Merchant-Rankine –teoria, ominaisarvo

Suomessa betonitäyhteisten putkipilareiden käyttö kantavana rungon osana on hyvin yleinen ratkaisu. Teräsbetonin käyttö perustuu betonin hyviin palonkesto-ominaisuuksiin eikä teräsbetonin ja teräsputken muodostama liittopilari vaadi erillistä palosuojasta kuten palosuojamaalausta. Tämä on suuri etu, koska palosuojattavien kokoonpanojen määrä vähenee ja näin ollen aikaa säästyy. Paloteknisten ominaisuuksien lisäksi betoniydin toimii normaalilämpötilassa yhdessä teräsputken kanssa lisäten huomattavasti pilarin kokonaiskestävyyttä, minkä seurauksena pilareista saadaan hoikempia verrattuna puhtaisiin teräsbetoni- tai teräspilareihin.

Sivusiirtyvää liittopilaria on käsitelty liittorakenteiden eurokoodissa hyvin niukasti, joskin ohjeet sen suunnitteluun ovat kuitenkin olemassa. Belgialaisessa Liègen yliopistossa tehdyssä tutkimuksessa asiaan on haettu korjausta ja tutkimuksessa esitellään uudenlainen menetelmä sivusiirtyvän liittopilarikehän laskentaan, joka perustuu yleisesti hyvin tunnettuun Merchant-Rankine -teoriaan. Uuden menetelmän lisäksi belgialaisten tutkimuksessa esitellään myös useita muita menetelmiä, joista tähän diplomityöhön valittiin kolme, joiden avulla oli tarkoitus tutkia yksinkertaisen liittopilarikehän kestävyyskäyttäytymistä ja vertailla menetelmien antamia tuloksia. Tutkittavat menetelmät olivat korotettujen momenttien menetelmä, Merchant-Rankine –teoriaan perustuva menetelmä ja tutkimuksessa kehitelty uusi menetelmä. Jotta menetelmien antamista tuloksista saatiin parempi käsitys, otettiin mukaan myös eurokoodin mukaiset mitoitusmitat sekä normaalilämpötilassa että palotilanteessa.

Vertailtavana suurena käytettiin jokaisesta menetelmästä saatavaa äärimmäistä ominaisarvoa, joka kuvaa kerrointa, jolla kehää rasittavat kuormat täytyisi kertoa kehän sortumisen aikaansaamiseksi. Tämän lisäksi menetelmästä riippuen laskettavia ominaisarvoja olivat nurjahduksen ominaisarvo ja plastinen ominaisarvo, jotka kertoivat tarkemmin kehän alttiudesta sortua eri tavoilla. Laskenta suoritettiin pääosin Excel-laskentana, mutta nurjahduksen ominaisarvon laskentaan käytettiin tulosten luotettavuuden vuoksi Autodeskin Robot Structural Analysis –ohjelmaa.

Menetelmien antamat tulokset olivat pitkälti belgialaisen tutkimuksen mukaiset eikä merkittäviä yllätyksiä esiintynyt ominaisarvojen suuruuksissa. Tutkimuksen perusteella korotettujen momenttien menetelmää ja uutta menetelmää voidaan suositella jäykänurkkaisen, sivusiirtyvän liittopilarikehän laskentaan, mutta eurokoodin mukaiset lisäykset mm. epätarkkuuksista täytyy ottaa mitoituksessa huomioon. Palomitoituksesta huomattiin, että kehät eivät täyttäneet sellaisenaan eurokoodin mitoitusvaatimuksia. Tämän myötä vaihtoehtoisten laskentamenetelmien tuoma hyöty jäi varsin rajalliseksi käytännön mitoitusajattelun.

ABSTRACT

TAMPERE UNIVERSITY OF TECHNOLOGY

Master's Degree Programme in Civil Engineering

PIHLASVAARA, AKU: Structural analysis of composite sway frame using different design methods

Master of Science Thesis, 61 pages, 18 Appendix pages

September 2015

Major: Structural Engineering

Examiner: Professor Markku Heinisuo

Keywords: Composite column, sway frame, Eurocode, fire design, amplified sway moment method, Merchant-Rankine –theory, load factor

In Finland concrete filled steel tubes are commonly used as a part of a load-bearing frame. Reinforced concrete is mainly used for its good fire resistance qualities and therefore there is no need for additional fire protection such as intumescent painting. This is a great benefit because overall quantity of assemblies to be fire protected with intumescent paint decreases and therefore manufacturing of assemblies takes less time. In addition, due to its good fire resistance qualities concrete core works in normal temperatures as a composite structure with steel tube adding significantly resistance of the column, which leads to more slender columns compared to pure reinforced concrete or steel columns.

In the Eurocode concerning composite structures there is only a little information about composite columns exposed to sway effects although some guidelines are presented. A new method is presented in a study performed in university of Liège, based on commonly acknowledged Merchant-Rankine –theory, for calculating durability of composite sway frames. In addition, they present a few other methods, three of which have been picked for studying and comparing durability of a simple composite sway frame in this Master's thesis. Studied methods were amplified sway moment method, Merchant-Rankine –theory and the new method constructed in the Belgian study. Furthermore, design methods using Eurocode guidelines for normal and fire temperatures were added in comparison to provide better understanding of methods used.

The compared quantity obtained from each method was ultimate load factor. The factor describes how much the forces affecting the frame have to be multiplied for the frame to be collapsed. In addition, depending on the method, there were also two other load factors to be calculated; critical and plastic load factors. These factors give more information about the type of the collapse affecting the frame. All the calculations were conducted using Microsoft Excel, except for critical load factor also Autodesk Robot Structural Analysis –program was used for better reliability.

The results obtained from each method were in-line with the results presented in the Belgian study and there were no significant surprises present. On the basis of studies conducted in this thesis it is stated that the amplified sway moment method and the new method are recommended for determining durability of a composite sway frame, but some additions, such as inaccuracies, presented in Eurocode must be added for the final design of the column. Fire design was performed and the columns did not meet the Eurocode conditions. Therefore, the benefits of studied methods were somewhat limited considering practical use in everyday structural design.

ALKUSANAT

Tämä diplomityö tehtiin SS-Teracon Oy:lle ja Tampereen teknillisen yliopiston metallirakenteiden tutkimuskeskukselle. Suuret kiitokset kuuluvat diplomi-insinööri Reijo Kytömäelle ja Pasi Koivistolle työn ohjaamisesta SS-Teraconin puolelta ja professori Markku Heinisuoille työn ohjaamisesta yliopiston puolelta.

Työ valmistui pääosin töiden lomassa erittäin vaihtelevalla teholla. Tästä syystä haluaisin kiittää ystäviäni ja perhettäni, jotka kannustivat työn loppuun saattamisessa. Erityiskiitokset haluan antaa äidilleni hänen tuestaan koko koulu- ja opiskelu-urani aikana. Suurimmat kiitokset kuuluvat kuitenkin tyttöystävälleni Hertalle!

Tampereella 11.10.2015

SISÄLLYS

Tiivistelmä	i
Abstract	ii
Termit ja niiden määritelmät	vi
1 Johdanto	1
2 Liittopilarikehä	2
2.1 Kehärakenne	2
2.1.1 Jäykistys	2
2.1.2 Sivusiirtyvyys	3
2.2 Liittopilari	4
2.2.1 Poikkileikkauksen kestävyys	5
2.2.2 Liittopilarin kestävyystarkastelut	12
2.3 Kehän liitokset	19
2.3.1 Liitosten luokittelu	19
2.3.2 Liitosten vaikutus kehän statiikkaan	20
3 Liittopilarin palomitoitus	22
3.1 Palomallit	22
3.2 Pilarin poikkileikkauksen lämpötilat palotilanteessa	23
3.2.1 Teräsputken keskimääräinen lämpötila	24
3.2.2 Raudoitteiden keskimääräiset lämpötilat	25
3.2.3 Betonin ekvivalentti lämpötila	27
3.3 Materiaalien ominaisuudet korkeissa lämpötiloissa	27
3.3.1 Rakenneteräksen ja raudituksen mekaaniset ominaisuudet	28
3.3.2 Betonin mekaaniset ominaisuudet	28
3.4 Mitoitusmenetelmät	29
3.4.1 Pilarin tehollinen taivutusjäykkyys palotilanteessa	31
3.4.2 Liittopilarin tehollinen pituus palotilanteessa	31
3.5 Kuorman epäkeskisyyden vaikutusten tarkastelu	33
3.5.1 SFS-EN 1994-1-2 liitteen G mukainen tarkastelu	33
3.5.2 SFS-EN 1994-1-2 liitteen H mukainen tarkastelu	34
3.5.3 Normaalivoiman ja momentin yhteisvaikutus palotilanteessa	35
4 Kehän mitoitusmenetelmät	37
4.1 Korotettujen momenttien menetelmä	37
4.2 Merchant-Rankine	39
4.3 Uusi menetelmä	41
4.4 Kehän ominaisarvojen laskenta	43
4.4.1 Nurjahduksen kriittinen ominaisarvo	44
4.4.2 Plastinen ominaisarvo	48
5 Tulosten tarkastelu	50
5.1 Nurjahduksen ominaisarvo	50
5.1.1 Käsinlaskenta	50

5.1.2	Robot-laskenta	51
5.2	Plastinen ominaisarvo	51
5.3	Korotettujen momenttien menetelmä.....	53
5.4	Merchant-Rankine.....	54
5.5	Uusi menetelmä.....	54
5.6	Vertailu menetelmien välillä.....	55
5.7	Eurokoodin mukaiset pilarin kestävyudet.....	56
6	Yhteenveto	59
	Lähteet.....	60
Liite 1:	Liittopilarin mitoitus eurokoodin mukaisesti	62
Liite 2:	Liittopilarin palomitoitus eurokoodin mukaisesti	67
Liite 3:	Taivutusmomenttijakaumat ja nurjahduksen ominaisarvot kehätapauksittain.....	72
Liite 4:	Kehän 1 plastinen ominaisarvo	78

TERMIT JA NIIDEN MÄÄRITELMÄT

Liittopilari	Betonilla ja raudoitteella vahvistettu teräspilari
Kehä	Yksinkertaisimmillaan kahden pilarin ja yhden palkin muodostama kokonaisuus vaaka- ja pystykuormien siirtoon perustuksille
Sivusiirtyvyys	Kehän siirtymätila, jossa sivusuuntaiset siirtymät kasvavat niin suuriksi, että kehä luokitellaan sivusiirtyväksi
Ominaisarvo	Kerroin, joka kuvaa kuinka paljon kehää vaikuttavia kuormia täytyy kertoa, jotta kehä sortuisi
Nurjahdus	Puristetun sauvan stabiliteetin menetys
Eurokoodi	Eurooppalaisen standardisointijärjestö CEN:n laatima kantavien rakenteiden suunnitteluohje
ASMM	Amplified sway moment method eli korotettujen momenttien menetelmä
M-R	Merchant-Rankine –teoriaan pohjautuva menetelmä
Uusi menetelmä	Liègen yliopiston tutkimuksessa kehitetty menetelmä sivusiirtyvän liittopilarikehän laskentaan

1 JOHDANTO

Liittopilareiden käyttö ulottuu aina tavallisista hallirakennuksista suurten kauppakeskusten järeisiin monikerrosrunkoihin. Monikerrosrakennuksissa jäykistävinä rakenteina toimii usein betoniset porras- tai hissikuilut, jolloin rakenne on sivusuunnassa tuettu ja vaakasuunnan siirtymät pysyvät pieninä. Hallirakennuksien tapauksessa runkoratkaisu voidaan toteuttaa ilman erillistä vaakasuunnan tuentaa, jolloin vaakasuuntaiset voimat täytyy tuoda perustuksille pilareita pitkin. Tällöin yksinkertaisimmillaan kahdesta pilarista ja yhdestä ristikosta muodostuva kehä toimii rakennusta jäykistävänä rakennekokonaisuutena. Varsinkin pitkien pilareiden tapauksessa kehän vaakasiirtymät kasvavat usein niin suuriksi, että rakenne luokitellaan sivusiirtyväksi.

Liittorakenteita käsittelevässä eurokoodin SFS-EN 1994-1-1 osassa sivusiirtyviä kehiä käsitellään epäsuorasti vain muutaman lauseen verran ja ohjeistukset viittaavat suoraan teräsrakenteita käsittelevään eurokoodiin SFS-EN 1993-1-1. Ohjeet ovat olemassa, mutta ne perustuvat teräspilarin mitoitukseen, joten vaihtoehtoisille ja samalla mahdollisesti tarkemmille menetelmille on tilaa. Belgialaisessa Liègen yliopistossa sivusiirtyvän liittopilarikehän kokonaisstabiiliutta on tutkittu laajassa tutkimuksessa, jonka tarkoituksena on kehittää uusi menetelmä kehän kestävyuden laskentaan. Tutkimuksessa esitellään pääpiirteittäin useita menetelmiä, joista lopulta vain kolmea tutkitaan tarkemmin. Myös tähän diplomityöhön on valittu nämä kolme, jotka ovat korotettujen momenttien menetelmä, Merchant-Rankine –teoriaan pohjautuva menetelmä ja belgialaisessa tutkimuksessa kehitetty uusi menetelmä. Tämän diplomityössä selvitetään jokaisella menetelmällä yksinkertaisen, jäykkänurkkaisen liittopilarikehän äärimmäinen ominaisarvo, joka kuvaa kuormaa, jolla kehä saadaan sortumaan. Tämän lisäksi työhön sisällytetään vertailun vuoksi myös eurokoodin mukainen laskenta normaali- ja palotilanteessa. Palotilanteen laskennalla halutaan tutkia toimivatko laskettavat kehät myös korkeissa lämpötiloissa eurokoodin ehdot täyttäen.

Äärimmäisten ominaisarvojen laskentaan tarvitaan menetelmästä riippuen kaksi muuta ominaisarvoa; nurjahduksen ominaisarvo ja plastinen ominaisarvo. Kaikki laskennat tehdään Excel-laskentana, mutta nurjahduksen ominaisarvon laskentaan käytetään myös Autodeskin Robot Structural Analysis –laskentaohjelmaa tulosten tarkistusta varten. Äärimmäisistä ominaisarvoista on tarkoitus tutkia vastaavatko ne belgialaisen tutkimuksen tuloksia ja edelleen saada keskinäisen vertailun kautta käsitys menetelmien tarkkuuksista. Lisäksi tutkitaan eroja eurokoodin murtorajatilán mukaiseen mitoitukseen ja selvitetään menetelmien hyödyllisyyttä palomitoituksen kautta. Mikäli palomitoitus muodostuu lopulta määrääväksi tarkasteluksi, saattaa menetelmien tuoma hyöty olla varsin rajallinen.

2 LIITTOPILARIKEHÄ

Liittopilarin käyttö kehärakenteen osana on useassa tapauksessa hyvin kannattava ratkaisu. Pilarin sisällä oleva betoniydin tuo kehään huomattavasti lisäjäykkyyttä puhtaaseen teräspilariin verrattuna. Tämän lisäksi myös erillinen palosuojaus voidaan unohtaa, koska liittopilarit mitoitetaan kestävänsä sellaisenaan palonaikaiset kuormat. Jälkimmäinen etu onkin usein syy, miksi liittopilarit valitaan osaksi rakennuksen runkoa. Toisaalta paikalla valettavaan betonipilariin verrattuna liittopilari on nopeampi asentaa työmaalla, koska erillistä valumuottia ei tarvita, kun käytetään Suomessa yleisintä liittopilarityyppiä eli betonitäytteistä putkiprofiilia. Tässä luvussa on tarkoituksena esittää liittopilarikehään liittyviä käsitteitä sekä käydä läpi yksityiskohtaisesti liittopilarin eurokoodin mukainen mitoitus käyttölämpötilassa. Näiden lisäksi perehdytään pilarin ja kehän vaakarakenteen välisen liitoksen toimintaan kehän osana. Vaakarakenteen mitoitusta ei tässä työssä käydä läpi, koska sen vaikutus pilarin voimasuureisiin ja sitä kautta mitoitukseen on varsin vähäinen eikä näin ollen palvelisi työn tarkoitusta.

2.1 Kehärakenne

Kehä koostuu yksinkertaisimmillaan yhdestä palkista, joka tukeutuu päistään pilareihin. Palkin tehtävä on siirtää pystykuormat (usein omapainot sekä lumi- ja/tai hyötykuormat) pilareille, jotka vuorostaan siirtävät ne perustuksiin. Vaakarakenteena voi palkin sijaan toimia myös ristikkorakenne, jolla saavutetaan pitempiä jännevälejä kuin palkkirakenteella. Pilari-ristikkokehät ovatkin usein käytetty ratkaisu esimerkiksi teollisuus-, urheilu- ja kauppahalleissa, joissa rakennuksen käyttö vaatii paljon vapaata tilaa.

Kehärakenteisiin kohdistuu pystykuormien lisäksi usein myös vaakasuuntaisia voimia. Näitä syntyy useasta eri syystä esimerkiksi tuulesta, rakenneosien tuotannossa syntyvistä mittapoikkeamista, asennustoleransseista ja pilareiden käyryydestä. Näistä vain tuuli-kuorma ei ole verrannollinen pilareissa vaikuttaviin pystykuormiin [1].

2.1.1 Jäykistys

Jotta kehärakenne ei sortuisi, täytyy kaikki kehää rasittavat vaakavoimat viedä perustuksille. Kehää kutsutaan sivusuunnassa tuetuksi, jos vaakavoimat siirretään erillisellä rakenneosalla tai -kokonaisuudella ja vastaavasti sivusuunnassa tukemattomaksi, jos kehän itsessään oletetaan vievän vaakavoimat perustuksiin. Sivusuunnassa tuetun kehän tukirakenteita ovat yleensä monikerrosrakennuksilla betonirakenteiset porras- tai hissitornit ja hallirakennuksilla vinot seinäsiteet. Sivusuunnassa tukemattoman kehän tapauksessa pilarit ja niiden liitokset perustuksiin mitoitetaan kestävänsä vaakasuuntaiset voimat ja niiden aiheuttamat momentit.

Kehän voidaan olettaa olevan sivusuunnassa tuettu, jos tukeva rakenne vie vähintään 80 prosenttia vaakavoimista perustuksiin. Käytännön suunnittelussa kehiä jäykistävät rakenteet mitoitetaan kuitenkin kestäämään kaikki vaakavoimat, jolloin laskenta yksinkertaistuu. Samalla voidaan olla varmoja tuennan riittävästä kestävydestä. Tätä ei kuitenkaan tule sekoittaa siihen, että kehä olisi täysin jäykkä toisin sanoen oletus, että kehän nurkkien siirtymät ovat nolla, on virheellinen [1]. Tähän perehdytään seuraavassa alaluvussa.

2.1.2 Sivusiirtyvyys

Kehän tuentatapa vaikuttaa suuresti kehän voimasuureisiin ja vaakasuuntaisiin siirtymiin. Mikäli siirtymät kasvavat niin suuriksi, että ne kasvattavat merkittävästi alkuperäisiä ensimmäisen kertaluvun rasituksia, täytyy nämä vaikutukset ottaa huomioon toisen kertaluvun teorialla. Siirtymien aikaansaamat toisen kertaluvun vaikutukset otetaan kehän esisuunnittelussa huomioon kehän luokittelulla. Rakenteet luokitellaan kahteen luokkaan siirtymätilan mukaan: sivusiirtyvät ja sivusiirtymättömät rakenteet. Eurokoodissa SFS-EN 1993-1-1 annetaan kohdassa 5.2.1(3) menetelmä, jonka mukaan luokittelu tehdään [2]. Siirtymätilan merkittävyyttä arvioidaan yleisessä tapauksessa kaavalla [1]:

$$\alpha_{cr} = \frac{F_{cr}}{F_{Ed}} \quad (2.1)$$

, missä α_{cr} on kerroin, jolla kehän mitoituskuorma täytyy kertoa, jotta kehä menettää kokonaisstabiilisuutensa kimmoteorian mukaan;
 F_{cr} on rakenteen kriittinen kuorma, jolla kehä menettää kokonaisstabiilisuutensa kimmoteorian mukaan;
 F_{Ed} on kehän mitoituskuorma.

Toisen kertaluvun vaikutusten arvioimiseen annetaan eurokoodissa myös toinen tapa kohdassa 5.2.1(4)B. Tämä on voimassa portaali- ja palkkialueilla, jonka kattokaltevuus on pieni eikä palkkien aksiaalinen puristus ole merkittävä. Tässä tapauksessa kertoimelle α_{cr} saadaan likiarvo kaavasta [2]:

$$\alpha_{cr} = \left(\frac{H_{Ed}}{V_{Ed}} \right) \left(\frac{h}{\delta_{H, Ed}} \right) \quad (2.2)$$

, missä H_{Ed} on kerroksen pilareiden yläpäihin kohdistuvien vaakavoimien mitoitusarvojen summa;
 V_{Ed} on kerroksen pilareiden kaikkien pystykuormien mitoitusarvojen summa;
 h on kerroksen korkeus;
 $\delta_{H, Ed}$ on kerroksen pilareiden ala- ja yläpäiden vaakasiirtymien erotus vaakavoimien mitoitusarvojen summan vaikutuksesta.

Kaavalla 2.1 ja/tai kaavalla 2.2 lasketaan kertoimelle α_{cr} arvo, jonka perusteella voidaan määrittää täytyykö kehän laskennassa käyttää ensimmäisen kertaluvun teorian lisäksi myös toisen kertaluvun teoriaa. Siirtymätilan määrittämiseksi eurokoodin kohdassa 5.2.1(3) esitetään raja-arvot kertoimelle α_{cr} :

$$\begin{aligned}\alpha_{cr} &\geq 10 && \text{kimmoteorian mukaisessa analyysissä} \\ \alpha_{cr} &\geq 15 && \text{plastisuusteorian mukaisessa analyysissä}\end{aligned}$$

Plastisuusteorian mukainen raja-arvo on suurempi, koska kyseisen teorian mukaan kehään voi syntyä plastisia niveliä, jonka seurauksena momentit jakautuvat uudelleen. Tämä vaikuttaa merkittävästi rakenteen käyttäytymiseen [2].

Toisen kertaluvun vaikutukset täytyy ottaa huomioon, jos edellä mainittu ehto ei toteudu. Tämä tarkoittaa, että kehä on sivusiirtyvä. Sivusiirtyvien kehien kertoimelle α_{cr} annetaan eurokoodissa SFS-EN 1993-1-1 kohdassa 5.2.2(5)B myös alaraja. Tämän mukaan kehä on sivusiirtyvä sekä yksinkertaisen toisen kertaluvun teorian käyttö on sallittua, kun ehto $3 \leq \alpha_{cr} < 10$ on voimassa. Vastaavasti sivusiirtymättömän kehän, $\alpha_{cr} \geq 10$, tapauksessa toisen kertaluvun vaikutuksia ei tarvitse ottaa huomioon, toisin sanoen kehä on sivusiirtymätön.

Edellä esiteltyjen menetelmien perusteella kehän rakennemallille saadaan neljä vaihtoehtoa: sivusuunnassa tuettu sivusiirtymätön kehä, sivusuunnassa tuettu sivusiirtyvä kehä, sivusuunnassa tukematon sivusiirtymätön kehä ja sivusuunnassa tukematon sivusiirtyvä kehä. Tässä diplomityössä keskitytään ainoastaan sivusuunnassa tukemattoman sivusiirtyvän kehän tapaukseen. Sivusiirtyvän kehän tai ylipäättään sivusiirtyviä pilareita kutsutaan usein mastopilareiksi.

2.2 Liittopilari

Betonia käytettiin alun perin teräspilarin palosuojaustarkoitukseen, koska paljaan teräspilarin palonkesto-ominaisuudet ovat vaatimattomat. Palosuojaus tarkoitti käytännössä teräspilarin ympäröimistä kierrehaoitetulla betonilla, jolloin betonin ei kuitenkaan ajateltu olevan osa kantavaa runkoa eli teräksen ja betonin yhteisvaikutusta ei otettu huomioon pilarin kestävyuden mitoituksessa. Tutkimusten edetessä on kuitenkin todistettu, että liittopilarin kaikki rakenneosat saavuttavat lujuuksiansa vastaavat kestävyyydet kuormitustilanteessa. [1]

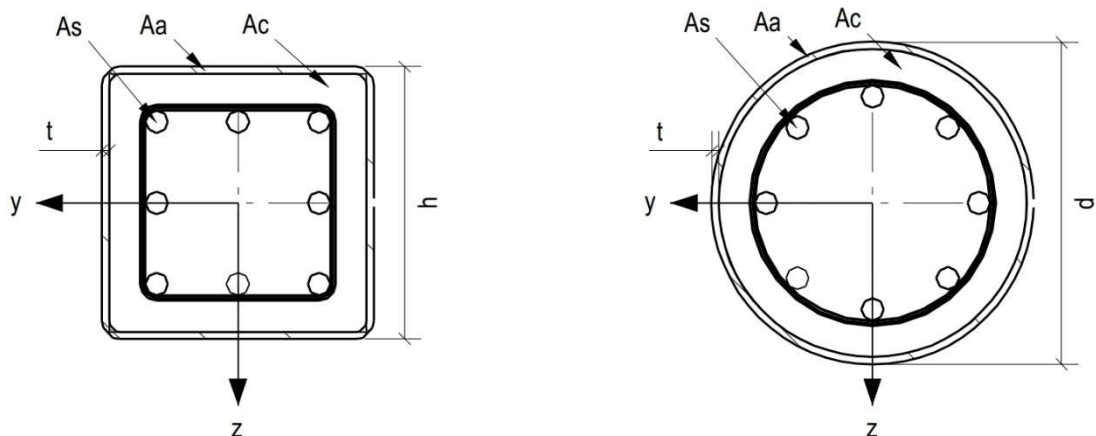
Liittopilareiden käyttö rajoittuu Suomessa lähes poikkeuksetta teräsbetonitäytteisiin teräsputkipilareihin. Käytännössä tämä tarkoittaa poikkileikkaukseltaan joko pyöreää tai suorakaiteen muotoista teräsputkiprofiilia, jonka sisällä on raudoite-elementti ja betoni-

täyttö. Raudoite-elementti on käytännössä aina tarpeellinen osa liitto-pilaria, koska palotilanteen mitoitus perustuu suurilta osin teräspilarin sisällä olevan betonipilarin kestävyys-teen. Ilman raudoitusta tämän kestävyys olisi luonnollisesti hyvin vaatimaton. [1]

Seuraavissa alaluvuissa käsitellään liittopilarin mitoitusta eurokoodin SFS-EN 1994-1-1 mukaan. Pilarin kestävyys voidaan jaotella kahteen osaan: poikkileikkauksen kestävyys ja pilarin stabiilisuusteorian mukainen kestävyys. Näitä mitoitusmenetelmiä käytetään suoraan tai soveltaen myöhemmin tämän diplomityön aikana, kun sivusiirtyvän liittopilarikohdan vertailulaskelmia tehdään eri menetelmille.

2.2.1 Poikkileikkauksen kestävyys

Liittopilarin poikkileikkauksen kestävyuden laskemista varten poikkileikkaus jaetaan kolmeen osaan: rakenneteräspankiksi, betoni ja raudoiteteräs. Käsitellään ensimmäiseksi teräspanken kestävyys. Kuvassa 2.1 on esitetty suorakaiteen ja pyöreän muotoisten liittopilarien poikkileikkauksien osat ja päämitat.



Kuva 2.1 Suorakaiteisen ja pyöreän liittopilarin poikkileikkauksen rakenneosat ja päämitat.

Eurokoodissa SFS-EN 1994-1-1 taulukossa 6.3 annetaan putken pidemmälle sivulle h tai halkaisijalle d ja seinämävahvuudelle t enimmäisarvot riippuen onko putki suorakaide vai pyöreä [3]:

Pyöreät putket:

$$\frac{d}{t} \leq 90 \frac{235}{f_y}$$

Suorakaideputket:

$$\frac{h}{t} \leq 52 \sqrt{\frac{235}{f_y}}$$

Jos yllä olevat ehdot eivät toteudu, teräsosan paikallinen lommahdus täytyy ottaa huomioon eurokoodin SFS-EN 1994-1-1 kohdan 6.7.1(8)P mukaan. Kyseisessä kohdassa ei kuitenkaan anneta ohjeita lommahduksen vaikutuksen laskemiseen. Käytännön suunnittelussa onkin suotavaa pyrkiä käyttämään rakennepaksuuksia, joissa paikallista lommahtamista ei pääse tapahtumaan.

Liittopilarin, jonka betonitäytön lujuus on C50/60 tai alle, poikkileikkauksen plastinen puristuskestävyys lasketaan eurokoodin SFS-EN 1994-1-1 kohdan 6.7.3.2 mukaan kaavalla:

$$N_{pl, Rd} = A_a f_{yd} + \alpha_{cc} A_c f_{cd} + A_s f_{sd} \quad (2.3)$$

, missä A_a on teräsputken poikkileikkauksen pinta-ala;

f_{yd} on rakenneteräksen lujuuden mitoitusarvo;

α_{cc} on kerroin, jonka avulla otetaan huomioon puristuslujuuteen vaikuttavat pitkäaikaistekijät ja kuorman vaikuttamistavasta aiheutuvat epäedulliset tekijät [4]. Betonitäytteisillä putkiprofiileilla kerroin α_{cc} on 1,0 [3];

A_c on betonipoikkileikkauksen pinta-ala;

f_{cd} on betonin puristuslujuuden mitoitusarvo;

A_s on raudoitteen pinta-ala;

f_{sd} on raudoitteen lujuuden mitoitusarvo;

Pyöreillä liittopilareilla plastisen puristuslujuuden mitoitusarvoa voidaan kasvattaa ottamalla huomioon putken tuottama sulkemisvaikutus, koska betoni ei pääse laajenemaan putken sisällä. Tämän käyttö rajoitetaan liittorakenteiden eurokoodissa kohdassa 6.7.3.2(6) pilareihin, joiden suhteellinen hoikkuus $\bar{\lambda} \leq 0,5$ ja $e/d \leq 0,1$, missä e on kuorman epäkeskisyys pilarin keskilinjalta. Plastisen puristuskestävyyden kaava muuttuu pyöreille putkille seuraavaksi [3]:

$$N_{pl, Rd} = \eta_a A_a f_{yd} + \alpha_{cc} A_c f_{cd} \left(1 + \eta_c \frac{t f_y}{d f_{ck}} \right) + A_s f_{sd} \quad (2.4)$$

Kertoimet η_a ja η_c riippuvat epäkeskisyydestä:

$$\begin{aligned} \text{Kun } e = 0, & \quad \begin{cases} \eta_a = \eta_{a0} \\ \eta_c = \eta_{c0} \end{cases} \\ \text{Kun } 0 < e \leq 0,1d, & \quad \begin{cases} \eta_a = \eta_{a0} + (1 - \eta_{a0}) \frac{10e}{d} \\ \eta_c = \eta_{c0} \left(1 - \frac{10e}{d} \right) \end{cases} \end{aligned}$$

Kertoimet η_{a0} ja η_{c0} saadaan kaavoista:

$$\begin{cases} \eta_{a0} = 0,25(3 + 2\bar{\lambda}) \leq 1,0 \\ \eta_{c0} = 4,9 - 18,5\bar{\lambda} + 17\bar{\lambda}^2 \geq 0 \end{cases} \quad (2.5)$$

Suhteellisen hoikkuuden $\bar{\lambda}$ laskenta esitetään luvussa 2.2.2.

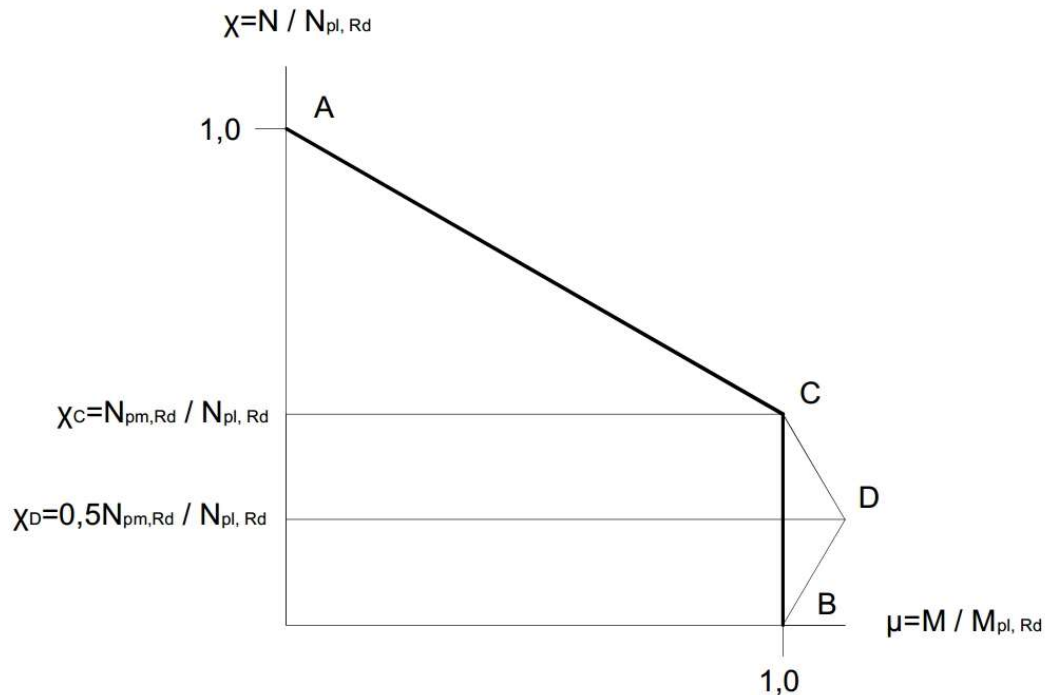
Jotta pilari voitaisiin käsitellä liittopilarina, täytyy rakenneteräksen kestävyys ja koko liittopoikkileikkauksen plastisen puristuskestävyyden suhde olla normien mukaisella välillä. Tätä suhdetta nimitetään teräsosakertoimeksi δ_a ja se lasketaan kaavalla:

$$\delta_a = A_a f_{yd} / N_{pl, Rd} \quad (2.6)$$

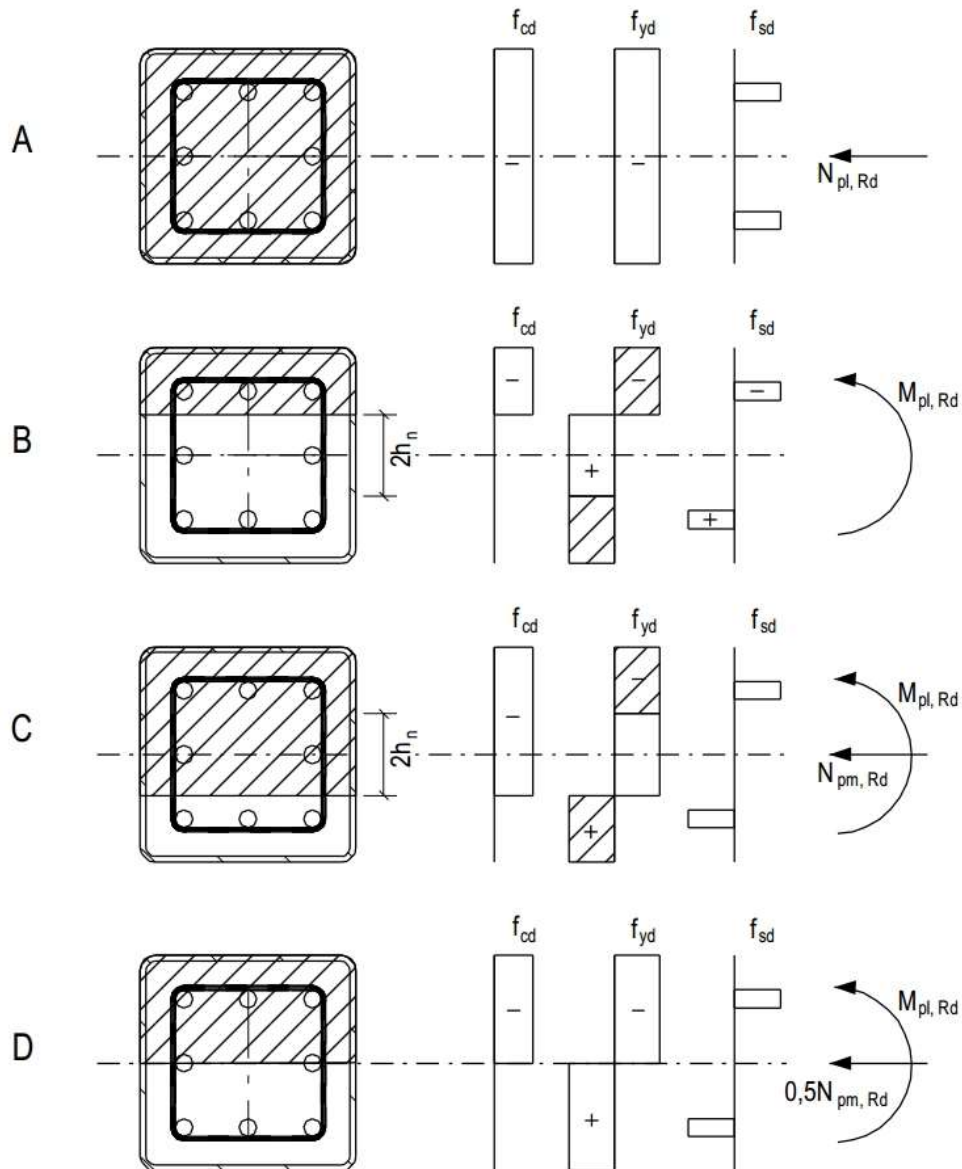
Eurokoodin SFS-EN 1994-1-1 kohdan 6.7.1(4) mukaan liittopilarin teräsosakertoimen täytyy olla $0,2 \leq \delta_a \leq 0,9$. [3] Kun teräsosakerroin on pienempi kuin 0,2, luokitellaan pilari (teräs)betonipilariksi ja vastaavasti kertoimen ollessa suurempi kuin 0,9 pilari luokitellaan teräspilariksi. Vastaavasti betonipoikkileikkauksen kestävyys suhdetta voidaan vertailla koko liittopoikkileikkauksen plastiseen puristuskestävyyteen. Tätä suhdetta nimitetään betoniosakertoimeksi χ_C ja se lasketaan kaavalla: [1]

$$\chi_C = \alpha_{cc} A_c f_{cd} / N_{pl, Rd} \quad (2.7)$$

Betoniosakertoimen antama suhdeluku antaa yhteisvaikutuskäyrän pisteen C, jossa poikkileikkauksessa saavutetaan betonin maksimipuristuskestävyys $N_{pm, Rd}$ ja koko poikkileikkauksen plastinen taivutuskestävyys $M_{pl, Rd}$. Kuvassa 2.2 on esitetty liittopilarin poikkileikkauksessa vaikuttavien momentin ja normaalivoiman yhteisvaikutusdiagrammin yksinkertaistettu versio. Eurokoodin SFS-EN 1994-1-1 kuvassa 6.19 on esitetty yhteisvaikutuksen täydellinen käyrä, mutta käytännön mitoituksessa tämän käyttö ei ole tarpeellista. Riittävä tarkkuus saavutetaan, kun käytetään kuvan 2.2 mukaista yksinkertaistusta, joka on lisäksi varmalla puolella. Kaikki murtoviivan pisteet A-C-D-B ovat käsin laskennallakin helposti määritettäviä.



Kuva 2.2 Liittopilarin momentin ja normaalivoiman yhteisvaikutusdiagrammin yksinkertaistettu versio dimensiottomassa koordinaatistossa [1]



Kuva 2.3 Liittopilarin poikkileikkauksen jännitys jakaumat yhteisvaikutuskuvaajan pisteissä A-D [1]

Kuvassa 2.3 on esitetty liittopilarin poikkileikkauksen jännitys jakaumat rakenneosittain eri kuormitustiloissa. Pisteessä A poikkileikkausta kuormittaa keskeinen puristus, jota vastaavan puristuskestävyyden $N_{pl, Rd}$ laskenta on esitetty kaavassa 2.3 suorakaideputkille ja kaavassa 2.4, jota voi halutessaan käyttää pyöreille pilareille. Pisteessä B jännitykset syntyvät puhtaasta taivutuksesta. Tätä vastaavan taivutuskestävyyden $M_{pl, Rd}$ laskenta esitetään myöhemmin kaavassa 2.9. Pisteessä C poikkileikkausta rasittaa betonin puristuskestävyyttä vastaava normaalivoima $N_{pm, Rd}$ sekä koko liittopoikkileikkauksen taivutuskestävyyttä $M_{pl, rd}$ vastaava taivutus.

$M_{max, Rd}$ edustaa yhteisvaikutuskuvaajan pistettä D, jossa taivutuskestävyys on suurin mahdollinen, joka voi esiintyä poikkileikkauksessa jäykkäplastisessa jännitysjakau-

massa. Kyseisessä pisteessä pienetkin vaihtelut normaalivoiman ja momentin suuruuksissa vaikuttavat oleellisesti poikkileikkauksen kestävyyskykyyn. Onkin suositeltavaa, että liittopilarin mitoituksessa käytetään janojen A-C ja C-B sisään jäävää osuutta, mikä tarkoittaa käytännössä ehtoa $\mu < 1$. Janan A-C pisteet lasketaan yhtälöstä: [1]

$$\chi = 1 + \mu(\chi_C - 1) \quad (2.8)$$

Liittopilarin plastisen taivutuskestävyyden $M_{pl, Rd}$ laskentaan ei anneta eurokoodissa ohjeita, mutta yksi menetelmä on esitetty eurokoodin esistandardissa ENV 1994-1-1 liitteessä C. Plastinen taivutuskestävyys lasketaan sen mukaan kaavalla: [5]

$$M_{pl, Rd} = M_{max, Rd} - M_{n, Rd} \quad (2.9)$$

,missä

$$M_{max, Rd} = W_{pa} f_{yd} + W_{ps} f_{sd} + W_{pc} f_{cd} / 2 \quad (2.10)$$

$$M_{n, Rd} = W_{pan} f_{yd} + W_{psn} f_{sd} + W_{pcn} f_{cd} / 2 \quad (2.11)$$

Kaavassa 2.9 plastiset taivutusvastusten arvot rakenneteräkselle, betonille ja raudoitteelle lasketaan koko poikkileikkauksen mukaisilla arvoilla. Kaavassa 2.11 poikkileikkauksesta käytetään poikkileikkauksen keskilinjän molemmiin puolin korkeuden h_n sisään jäävää osuutta, kts. kuva 2.3 pisteet B ja C.

Termi h_n tarkoittaa plastisen neutraaliakselin paikkaa poikkileikkauksen symmetria-akselilta, kun poikkileikkausta kuormittaa pelkkä taivutus. Plastinen neutraaliakseli asettuu siihen kohtaan poikkileikkausta, jossa akselin yläpuolelle jäävän puristusresultantin ja akselin alapuolelle jäävän vetoresultantin suuruudet ovat yhtä suuret. Homogeenisessä poikkileikkaukselle tämän laskenta olisi varsin helppoa, mutta liittopilarin tapauksessa laskenta monimutkaistuu merkittävästi etenkin raudoitetankojen myötä. Putkelle ja betonille resultanttien vaikutussuunnat ovat selkeät, mutta raudotteille näin ei välttämättä ole. Tämä johtuu siitä syystä, että plastisen neutraaliakselin läheisyydessä olevat raudoitetankot voivat mitan h_n suuruudesta riippuen olla puhtaassa taivutuksessa joko puristettuja tai vedettyjä. Hankalimmassa tapauksessa plastinen neutraaliakseli asettuu raudoitetankojen sisään, jolloin yksittäistä tankoa ei voida määrittää pelkästään puristetuksi tai vedetyksi vaan se täytyy jakaa kahtia ja laskea molemmille tangon osille omat veto- ja puristusresultantit.

Jos laskenta tehdään edellä mainitulla tarkkuudella, voidaan pilarin plastinen taivutuskestävyys määrittää kaavojen 2.9 ja 2.11 sijaan laskemalla jokaisen poikkileikkauksalkion taivutuskestävyys kertomalla näiden normaalivoimakestävyyskykyä vastaavilla massakes-

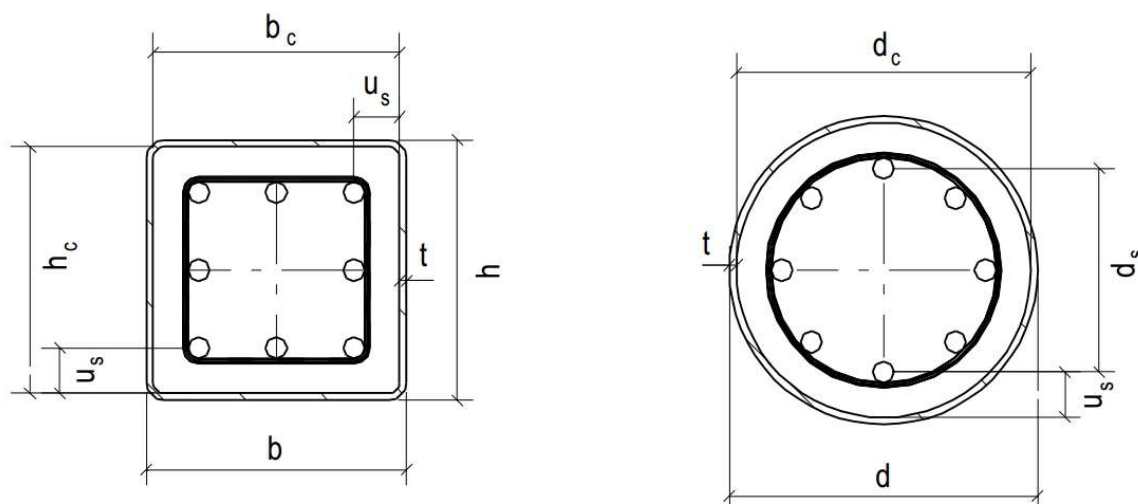
kiöiden etäisyyksillä plastisesta neutraaliakselista. Alkioiden taivutuskestävyydet voidaan tämän jälkeen summata superpositioperiaatteen mukaisesti koko liittopilarin plastiseksi taivutuskestävyydeksi $M_{pl, Rd}$.

Yksinkertaisuuden vuoksi liittorakenteiden oppikirjassa raudoitteiden merkitys on kuitenkin jätetty huomiotta sekä neutraaliakselin paikan h_n että $2h_n$ korkeuden sisään jäävän poikkileikkausosan taivutuskestävyyden $M_{n, Rd}$ laskennoista. Yksinkertaistus on kuitenkin varmalla puolella ja sen mukaan kaava 2.11 muuttuu muotoon: [1]

$$M_{n, Rd} = W_{pan} f_{yd} + W_{pcn} f_{cd} / 2 \quad (2.12)$$

Tässä työssä käytetään jatkossa kaavan 2.12 mukaista taivutuskestävyyden arvoa eli tarkan taivutuskestävyyden laskentakaavoja ei käydä läpi, vaan sen määrittäminen jätetään jokaisen oman harkinnan ja osaamisen varaan.

Kaavat 2.9 - 2.12 pätevät myös pyöreille liittopilareille. Seuraavaksi esitetään edellä mainittujen kaavojen taivutusvastusten kaavat sekä suorakaiteen muotoisille että pyöreille liittopilareille.



Kuva 2.4 Suorakaiteen ja pyöreän muotoisten liittopilarin taivutusvastusten laskennassa käytettävät mitat. [1]

Suorakaiteen muotoiset liittopilarit

Suorakaiteen muotoisten liittopilarien eri rakenneosien taivutusvastukset lasketaan kaavoilla: [1]

$$\begin{cases} W_{ps} = \frac{A_s - A_{so}}{2} (h_c - 2u_s) \\ W_{pc} = \frac{1}{4} b_c h_c^2 - W_{ps} \\ W_{pa} = \frac{1}{4} b h^2 - W_{pc} - W_{ps} \end{cases} \quad (2.13)$$

$$\begin{cases} h_n = \frac{A_c f_{cd}}{2b f_{cd} + 4t(2f_{yd} - f_{cd})} \\ W_{pcn} = b_c h_n^2 \\ W_{pan} = b h_n^2 - W_{pcn} \end{cases} \quad (2.14)$$

$$\begin{cases} I_s = \sum e_s^2 A_{s1} \\ I_c = \frac{b_c h_c^3}{12} - I_s \\ I_a = \frac{b h^3}{12} - I_c - I_s \end{cases} \quad (2.15)$$

, missä $h_c = h - 2t$;
 $b_c = b - 2t$;
 $A_s = n_s A_{s1}$, n_s on raudoitetankojen lukumäärä poikkileikkauksessa;
 $A_{so} = n_{so} A_{s1}$, neutraaliakselilla olevien tankojen pinta-ala (n_{so} on 0 tai 2);
 $h_s = h_c - 2u_s$;
 $b_s = b_c - 2u_s$;
 $e_s = h_s / 2$;

Pyöreät liittopilarit

Pyöreiden liittopilarin eri rakenneosien taivutusvastukset lasketaan kaavoilla: [1]

$$\begin{cases} W_{ps} = 1,7 n_s d_s A_{s1} / 6 \\ W_{pc} = 0,167 d_c^3 - W_{ps} \\ W_{pa} = 0,167 d^3 - W_{pc} - W_{ps} \end{cases} \quad (2.16)$$

$$\begin{cases} d_n = \frac{\frac{\pi}{4} f_{cd} d_c^2}{2d f_{cd} + 4t(2f_{yd} - f_{cd})} \\ W_{pcn} = d_c d_n^2 \\ W_{pan} = 2t d_n^2 \end{cases} \quad (2.17)$$

$$\begin{cases} I_s = \frac{n_s}{8} d_s^2 A_{s1} \\ I_c = \frac{\pi}{64} d_c^4 - I_s \\ I_a = \frac{\pi}{64} (d^4 - d_c^4) \end{cases} \quad (2.18)$$

, missä $d_c = d - 2t$;
 $d_s = d - 2u_s$;

Kaavat 2.13 – 2.18 pätevät, kun lasketaan taivutusvastuksia kuvan 2.1 mukaisilla akselleilla y-akselin suhteen. Vastaavasti z-akselin suhteen laskettaessa edellä mainittujen kaavojen merkinnät h ja b vaihtavat keskenään paikkaansa. [1] Liitteessä 1 on käsitelty liittopilarin poikkileikkauksen kestävyyslaskenta yksityiskohtaisesti. Pilarin poikkileikkaus valitaan samaksi kuin kehälaskennassa käytettävä pilari eli CFRHS250x250x8 + 4T25.

2.2.2 Liittopilarin kestävyystarkastelut

Eurokoodin SFS-EN 1994-1-1 kohdissa 6.7.2 ja 6.7.3 annetaan liittopilarin kestävyystarkastelulle kaksi menetelmää; yleinen mitoitusmenetelmä ja yksinkertaistettu suunnittelu- menetelmä. Yleiseen menetelmään on annettu ehdot, joiden on täyttyvä mitoituksessa, mutta yksityiskohtaiset ohjeet menetelmän käyttöön puuttuvat. Käytännön suunnittelussa onkin suotavaa käyttää yksinkertaistettua menetelmää, koska tähän on annettu tarkat ohjeet eurokoodissa.

Yksinkertaistettu menetelmä voidaan jakaa kahteen osaan. Ensimmäinen on aksiaalikuormitetun pilarin mitoitus, jossa oletetaan, että pilariin kohdistuu vain keskeinen normaali-voima eli taivutusta ei esiinny lainkaan. Tämä vastaa teräspilarille tehtävää nurjahdusmitoitusta eurokoodin SFS-EN 1993-1-1 mukaan ottaen huomioon liittorakenteiden vaikutus SFS-EN 1994-1-1 ohjeiden mukaan. Toinen osa yksinkertaistettua menetelmää on mitoittaminen normaalivoiman ja taivutusmomenttien yhteisvaikutukselle. Tätä koskien edellisessä luvussa on esitelty pilarin yhteisvaikutusdiagrammi sekä sen eri pisteiden laskukaavat. Käytännössä liittopilarin mitoituksessa otetaan aina momentti mukaan laskuihin vähintään kuorman epäkeskisyyden muodossa, koska täysin keskeisesti kuormitetun pilarin valmistus ja asennus on erittäin hankalaa, ellei mahdotonta toteuttaa. [1]

Yksinkertaistettua mitoitusmenetelmää voidaan käyttää silloin, kun pilari täyttää eurokoodin SFS-EN 1994-1-1 kohdan 6.7.3.1 ehdot. Tämän mukaan pilarin poikkileikkauksen on oltava kaksoissymmetrinen, yhtenäinen ja muuttumaton koko pilarin matkalla. Lisäksi teräsprofiilin täytyy olla valssattu, kylmämuovattu tai hitsattu. [3]

Aksiaalikuormitettu pilari

Yksinkertaistetun menetelmän nurjahdusmitoitusta koskevista mitoitus ehdoista ensimmäinen koskee pilarin suhteellista hoikkuutta $\bar{\lambda}$. Tämä kuvaa pilarin plastisen normaali-voimakestävyyden $N_{pl, Rk}$ ominaisarvon ja kimmoteorian mukaisen kriittisen kuorman N_{cr} suhdetta. Suhteellisen hoikkuuden laskentakaava ja raja-arvo on esitetty alla: [3]

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{N_{pl, Rk}}{N_{cr}}} \quad (2.19)$$

$$\bar{\lambda} \leq 2,0 \quad (2.20)$$

Plastisen normaali-voimakestävyyden ominaisarvo lasketaan alla olevasta kaavasta 2.20, joka vastaa kaavaa 2.3 ilman materiaalien osavarmuuskertoimia.

$$N_{pl, Rk} = A_a f_{yk} + \alpha_{cc} A_c f_{ck} + A_s f_{sk} \quad (2.21)$$

Kimmoteorian mukainen pilarin kriittinen kuorma lasketaan kaavalla:

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 (EI)_{eff}}{L_c^2} \quad (2.22)$$

, missä L_c = pilarin nurjahduspituus, kts. kuva 2.5;
 $(EI)_{eff}$ = pilarin tehollinen taivutusjäykkyys;

Tehollinen taivutusjäykkyys lasketaan kaavasta:

$$(EI)_{eff} = E_a I_a + E_s I_s + 0,6 E_{c, eff} I_c \quad (2.23)$$

, missä $E_a = E_s = 210\,000 \text{ MPa}$

Yllä olevan kaavan kerroin 0,6 on eurokoodissa esitetty muodossa K_c ja se on selitetty olevan korjauskerroin. Tälle on kuitenkin annettu vain yksi numeroarvo, joten selkeyden vuoksi se esitetään tässä työssä suoraan numeroarvona.

Betonin pitkäaikaisvaikutukset otetaan kaavassa 2.22 huomioon pienentämällä kimmo-kerrointa E_c sen teholliseen arvoon $E_{c, eff}$. Kimmokertoimen pienennys tehdään kaavalla:

$$E_{c, \text{eff}} = \frac{E_{cm}}{1 + \varphi_t \left(\frac{N_{G, Ed}}{N_{Ed}} \right)} \quad (2.24)$$

, missä $E_{cm} = 22[(f_{ck}+8)/10]^{0,3}$;
 φ_t = betonin virumaluku: yksinkertaistuksena voidaan käyttää arvoja välillä 1,5...2,0;
 $N_{G, Ed}$ = pysyvien kuormien mitoitusarvo
 N_{Ed} = mitoituskuorman kokonaisarvo

Eurokoodin SFS-EN 1994-1-1 kohdassa 6.7.3.4(2) esitetään teholliselle taivutusjäykkyydelle lauseke, kun määritetään pilarin voimasuureita:

$$(EI)_{\text{eff, II}} = 0,9(E_a I_a + E_s I_s + 0,5 E_{c, \text{eff}} I_c) \quad (2.25)$$

Yllä olevassa kaavassa kertoimet 0,5 ja 0,9 ovat eurokoodissa esitetty korjaus- ja kalibrintikertoimien nimellä. Kuten kaavassa 2.22 myös tässä kertoimet esitetään selkeyden vuoksi suoraan numeroarvoina.

Rakenteen suhteellisen hoikkuuden avulla määritetään puristuskestävyyden pienennyskerroin χ eurokoodin SFS-EN 1993-1-1 kuvan 6.4 nurjahduskäyrillä. Kun käytetään suora-kaiteen tai pyöreän muotoista putkea liittopilarin vaippana, nurjahduskäyrä riippuu pilarin raudoitussuhteesta ρ_s , joka lasketaan raudoitteiden ja betonin pinta-alojen suhteesta kaavalla:

$$\rho_s = A_s / A_c \quad (2.26)$$

Liittopilarin raudoitussuhteiden raja-arvot, nurjahduskäyrän valinta ja pilarin alkukäyryys löytyvät eurokoodin SFS-EN 1994-1-1 taulukosta 6.5. Alla on esitetty suorakaiteen ja pyöreän muotoisten liittopilarien arvot. Nurjahduskäyrän valinta tai alkukäyryyden arvo eivät riipu nurjahdusakselin suunnasta. [2] [3]

Kun $\rho_s \leq 3 \%$, valitaan nurjahduskäyrä a ja pilarin alkukäyryys $e_0 = L/300$
 Kun $3 \% < \rho_s \leq 6 \%$, valitaan nurjahduskäyrä b ja pilarin alkukäyryys $e_0 = L/200$

Huomioitavaa on, että nurjahduskäyrään b liittyvä raudoitussuhteen yläraja-arvo, $\rho_s \leq 6 \%$, on samalla yksi koko liittopilarin mitoitusohjeista, jotta yksinkertaistettua menetelmää voidaan käyttää.

Puristuskestävyyden pienennyskerroin on annettu eurokoodissa SFS-EN 1993-1-1 myös tarkat laskukaavat. Pienennyskerroin χ lasketaan kaavalla: [2]

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \quad (2.27)$$

, missä

$$\Phi = 0,5 \left[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2 \right] \quad (2.28)$$

, missä $\alpha = 0,21$, kun nurjahduskäyrä on a

$\alpha = 0,34$, kun nurjahduskäyrä on b

Pienennystekijän avulla saadaan liittopilarin mitoitusehto puristuskestävyydelle: [3]

$$N_{Rd, a} = \chi N_{pl, Rd} \quad (2.29)$$

Aksiaalikuormitettu pilari voidaan mitoittaa myös epäkeskisenä, kun käytetään alkukäyryyden arvoja, jolloin normaalivoima saa aikaan momentin $M_{Ed} = N_{Ed}e_0$. Tällöin mitoitus tehdään ottamalla huomioon normaalivoiman ja momenttien yhteisvaikutus myöhemmin esitettävällä tavalla. Myös toisen kertaluvun vaikutukset otetaan huomioon, mikäli ne ovat merkittäviä. [1]

Normaalivoiman ja momenttien yhteisvaikutus (M-N-diagrammi)

Kuten aiemmin todettiin, pilarin mitoituksessa otetaan yleensä normaalivoiman lisäksi momentin vaikutukset huomioon kuorman epäkeskisyyden kautta. Tämän lisäksi pilareihin vaikuttaa usein ulkoisista kuormista tai kehävaikutuksesta syntyviä taivutusmomentteja. Koska liittopilarin on oltava yhtenäinen ja muuttumaton koko matkaltaan, voidaan pilarissa vaikuttavaa maksimimomenttia käyttää mitoitusmomenttina koko pilarille. Yhteisvaikutustarkastelussa käytettävän taivutusmomentin määrittäminen lähtee liikkeelle ensimmäisen kertaluvun momentin laskusta. Tämän yleinen laskukaava on: [1]

$$M_{Ed, I} = \beta_m M_{2, Ed} + N_{Ed}e_0 \quad (2.30)$$

Kaavassa $M_{2, Ed}$ on pilarin ensimmäisen kertaluvun maksimimomentti ja β_m on pilarin momenttipintaa edustava ekvivalentin momentin kerroin. Kertoimen arvo riippuu siitä, mistä pilaria rasittavat momentit syntyvät. Jos ne syntyvät pilarin alkukäyryydestä, vinoudesta tai poikittaiskuormasta, kuten tuulikuormasta, on $\beta_m = 1,0$. Tämä tapaus on usein voimassa esimerkiksi hallirakennusten pilareilla. Kun pilareiden päätemomenttien välillä on lineaarisesti muuttuva momenttijakauma, tulee kerroin laskea kaavasta:

$$\beta_m = 0,66 + 0,44 \frac{M_{1, Ed}}{M_{2, Ed}} \quad (2.31)$$

, missä $M_{i, Ed}$ on pilarin päätymomentti.

Momenttien suhde voi saada arvoja välillä $-1 \dots 1$, mutta ehto $\beta_m \geq 0,44$ on aina voimassa. Lineaarisesti muuttuva momenttijakauma tarkoittaa käytännössä sitä, että pilarin jänteen matkalla ei ole muita momentteja. Tällaisia tapauksia ovat esimerkiksi monikerrosrakennusten jatkuvat, sivusuunnassa tuetut pilarit.

Ensimmäisen kertaluvun mitoitusmomentti syntyy kaikkien erillisten ekvivalenttien momenttien ja epäkeskisyyshmomentin summasta. Yleisessä tapauksessa 1. kertaluvun mitoitusmomentti on: [1]

$$M_{Ed, I} = \beta_m M_{2, Ed} + N_{Ed}(e_0 + e_2) \quad (2.32)$$

, missä $M_{2, Ed}$ = itseisarvoltaan suurin mitoitusmomentti pilarin matkalla
 e_0 = pilarin alkukäyryys
 e_2 = voiman lisäepäkeskisyys, esim. liitoksen etäisyydestä pilarin keskilinjalta

Toisen kertaluvun vaikutuksen otetaan tarpeen mukaan (kaavat 2.1 ja 2.2) huomioon välillisesti korottamalla ensimmäisen kertaluvun mitoitusmomentti $M_{Ed, I}$ kertoimella k_m , joka lasketaan kaavalla¹: [3] [1]

$$k_m = \frac{1}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr, eff}}} \quad (2.33)$$

, missä pilarin kriittinen kuorma lasketaan käyttämällä kaavan 2.25 mukaista taivutusjäykkyyttä $(EI)_{eff, II}$.

Näin ollen mitoitusmomentille, joka ottaa toisen kertaluvun vaikutukset huomioon, saadaan kaava:

$$M_{Ed, max} = k_m M_{Ed, I} = k_m (\beta_m M_{2, Ed} + N_{Ed}(e_0 + e_2)) \quad (2.34)$$

Vaikka ekvivalentin momentin kertoimen määrittäminen on itsessään varsin helppoa, täytyy sen käytössä muistaa muutama seikka, jotta mitoitusmomentin suuruus on lopulta oikea. Virhe voi johtaa liian pieneen momentin arvoon oikeastaan niissä tapauksissa, joissa ekvivalentin momentin kertoimen arvo on pienempi kuin yksi. Kyseisiä tapauksia ovat esi-

¹ Kaavan 2.32 normaalivoiman mitoitusarvon ja kimmoteorian mukaisen kriittisen kuorman suhde on kaavan 2.1 termin α_{cr} käänteisluku.

merkiksi jatkuvat pilarit, joiden päätemomentit ovat eri merkkiset. Tällöin toisen kertaluvun korotuskertoimen k_m ja ekvivalentin momentin kertoimen β_m tulo saattaa olla alle yksi. Tämä on kuitenkin rajoitettu siten, että aina on voimassa ehto $k_m\beta_m \geq 1,0$. Tämä on siitä syystä, että yhteisvaikutustarkasteluun otettava mitoitusmomentti ei koskaan saa olla pienempi kuin ensimmäisen kertaluvun tarkastelussa saatu mitoitusmomentti. Tällöin mitoitettava momentti on $M_{2, Ed}$, koska $k_m M_{Ed, I} < M_{2, Ed}$. Yleisessä muodossa edellä mainittu sääntö kuuluu: [1]

$$M_{Ed, max} = \max\{k_m M_{Ed, I} ; M_{2, Ed}\} \quad (2.35)$$

Mitoitusmomentin oikein laskeminen on yhteisvaikutustarkastelun kannalta erittäin tärkeää, koska momentin suuruus vaikuttaa suuresti pilarin hyväksikäyttöasteeseen. Nykyisin rakenteiden mitoitukset tehdään usein erillisillä laskentaohjelmilla tai vähintäänkin laskentapohjia apuna käyttäen. Tämä huomioon ottaen mitoitusmomentin laskentatapa ja oikeiden arvojen valinta onkin yksi niistä ainoista asioista, minkä voi poikkileikkaustietojen virheellisen syötön lisäksi määrittää virheellisesti pilaria mitoittaessa. Tieto, mil-laista pilaria ollaan laskemassa, täytyy kuitenkin tavalla tai toisella syöttää laskentaohjelmaan aina manuaalisesti. Tämän vuoksi siihen on syytä paneutua erityisen tarkasti.

Eurokoodin SFS-EN 1994-1-1 kohdan 6.7.3.6 mukaan yhteisvaikutustarkastelussa liitto-pilarin poikkileikkauksen tulee täyttää seuraava ehto: [3]

$$\frac{M_{Ed, max}}{M_{pl, N, Rd}} = \frac{M_{Ed, max}}{\mu_d M_{pl, Rd}} \leq \alpha_M \quad (2.36)$$

$$, \text{ missä } \begin{cases} \alpha_M = 0,9 & , \text{ kun } f_y = 235 \text{ MPa} \dots 355 \text{ MPa} \\ \alpha_M = 0,8 & , \text{ kun } f_y = 420 \text{ MPa tai } 460 \text{ MPa} \end{cases}$$

Kaavassa 2.35 suhteellinen momentti μ_d vastaa sitä taivutusmomentin ja taivutuskestävyyden suhteen arvoa, joka leikatessaan kuvan 2.2 janan A-C, vastaa pilaria rasittavan pystykuorman N_{Ed} ja plastisen puristuskestävyyden $N_{pl, Rd}$ suhdetta. Asia on esitetty graafisesti esimerkiksi eurokoodissa SFS-EN 1994-1-1 kuvassa 6.18. Kyseinen normaalivoimien suhde, tai suhteellinen normaalivoima, voidaan kirjoittaa kaavamuodossa: [1] [3]

$$\chi_d = \frac{N_{Ed}}{N_{pl, Rd}} \quad (2.37)$$

Kaavan 2.36 termi μ_d voidaan yllä esitetyn suhteellisen normaalivoiman χ_d ja betoni-osakertoimen χ_c (kaava 2.7) avulla kirjoittaa muotoon: [1]

$$\mu_d = \frac{\chi_d - 1}{\chi_c - 1} \leq 1,0 \quad (2.38)$$

Ehto $\mu_d \leq 1,0$ perustuu jo aikaisemmin sivulla 9 todettuun seikkaan, jossa kuvan 2.2 pisteiden B, C ja D muodostaman kolmion sisään jääviä arvoja ei käytetä mitoituksessa.

Normaalivoiman ja vinon taivutuksen yhteisvaikutus

Joissain tapauksissa pilariin voi kohdistua taivutusta pilarin kummankin leveyssuunnan akselin suhteen. Tavallisesti kuvan 2.1 mukaisilla merkinnöillä poikkileikkauksen vahvemman suunnan taivutus tapahtuu y-akselin suhteen ja heikomman suunnan z-akselin suhteen. Kaksoissymmetrisen neliöputken tapauksessa vahvempaa ja heikompa suuntaa ei luonnollisesti ole. Akselien tunnuksat täytyy kuitenkin säilyttää laskennassa siitä syystä, että mitoitusmomentit saadaan oikein päin ja laskenta pysyy selkeänä.

Mitoitus tapahtuu pääosin samoin kuin aikaisemmin esitelty normaalivoiman ja yhden akselin suhteen tapahtuvan taivutuksen yhteisvaikutustarkastelu. Neliön ja pyöreän muotoisilla liittopilareilla laskenta on siinä mielessä yksinkertainen, että poikkileikkauksen kestävyys on sama molemmissa suunnissa. Mitoitusmomentit täytyy kuitenkin määrittää molempiin suuntiin yksilöllisesti, koska pilarin tuentatavat voivat olla erilaiset eri suunnissa. Suorakaiteen muotoisella pilarilla sekä heikomman että vahvemman suunnan kestävyys täytyy luonnollisesti käsitellä erikseen. Epätarkkuuksien suhteen pääsääntö pilarin muodosta riippumatta on se, että epätarkkuudet otetaan mukaan sen suunnan momentin laskuihin, jossa pilarin murtuminen todennäköisimmin tapahtuu. Joissain tapauksissa erot eivät kuitenkaan ole täysin selkeät ja tällöin asia täytyy tutkia molempien suuntien suhteen erikseen. Tästä tarkastelusta valitaan luonnollisesti tapaus, joka antaa suuremman momentin arvon. Tarkennuksena vielä todetaan, että epätarkkuuksilla tarkoitetaan tässä yhteydessä pilarin alkukäyryyttä e_0 ja se sijoitetaan vain toisen mitoitusmomentin suuruuteen. Muut epätarkkuudet valitaan molempien suuntien suhteen tapauskohtaisesti. [1][3]

Kun voimasuureet ovat selvillä molempiin suuntiin, eurokoodin SFS-EN 1994-1-1 kohdan 6.7.3.7 mukaisesti normaalivoiman ja vinon taivutuksen yhteisvaikutustarkastelussa tarkastetaan ensin molempien suuntien kestävyys ehdot erikseen kaavalla 2.36. Tämän jälkeen tarkastetaan itse normaalivoiman ja vinon taivutuksen yhteisvaikutusehto, joka kuuluu: [3]

$$\frac{M_{Ed,y}}{\mu_{dy} M_{pl,Rd,y}} + \frac{M_{Ed,z}}{\mu_{dz} M_{pl,Rd,z}} \leq 1,0 \quad (2.39)$$

Kuten kaavoista 2.7, 2.36 ja 2.37 huomataan, ei suhteellisen momentin suuruus ole riippuvainen akselien suunnista eli $\mu_{dy} = \mu_{dz} = \mu_d$. Myös taivutuskestävyyksiä voitaisiin merkitä eri akselien suhteen samalla periaatteella, jolloin $M_{pl,Rd,y} = M_{pl,Rd,z} = M_{pl,Rd}$, koska

poikkileikkaus on kaksoissymmetrinen. On myös huomioitavaa, että kaavassa 2.35 oleva sallitun hyväksikäyttöasteen pienennys α_M ei ole mukana, kun tarkastellaan normaalivoiman ja vinon taivutuksen yhteisvaikutusta.

Pyöreillä pilareilla taivutus tapahtuu aina pääakselin suuntaisesti eli varsinaista vinoa taivutusta ei tästä syystä pääse tapahtumaan. Kahden toisiaan kohtisuoran momentin resultantti täytyy kuitenkin laskea, jotta määräävä vaikutus saadaan esille. Eurokoodissa pyöreiden pilarien tapaus on jätetty esittämättä, mutta Liittorakenteiden oppikirjan mukaan resultanttimomentin lauseke kuuluu: [1]

$$M_{Ed} = \sqrt{M_{Ed,y}^2 + M_{Ed,z}^2} \quad (2.40)$$

2.3 Kehän liitokset

Kehän pilareiden ja vaakarakenteiden liitokset määrittävät pääasiassa millainen kehän rakennemalli on. Tämän vuoksi liitokset ovat erittäin suuressa roolissa koko kehän mitoituksessa ja niitä tuleekin käsitellä tasavertaisina kehärakenteen osina pilareiden ja vaakarakenteiden kanssa. Tässä luvussa käydään läpi erilaisia liitosmalleja ja sitä, miten ne vaikuttavat kehän voimasuureisiin ja siirtymätiloihin. Liitosten mitoitusta ei tässä käydä läpi sen tarkemmin, koska työssä käytettävien liitosten oletetaan toimivan täysin ideaalisesta.

2.3.1 Liitosten luokittelu

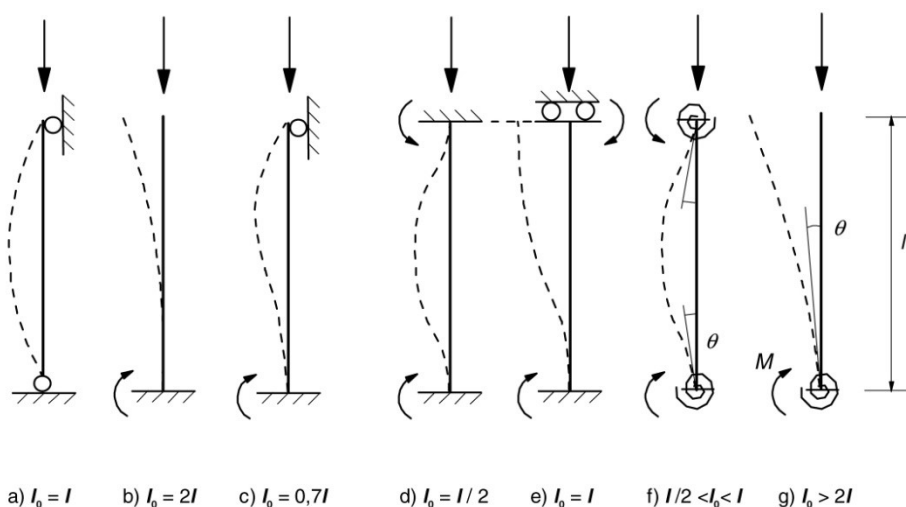
Liitokset voidaan jakaa niiden toimintavan perusteella karkeasti kahteen ryhmään: nivelliitokset sekä täysin jäykät ja lujat liitokset. Liitoksen jäykkyys kuvaa sen kykyä sallia kiertymiä liitettävien rakenneosien välillä, kun taas lujuus kuvaa liitoksen kykyä siirtää taivutusmomentteja liitettävien rakenneosien välillä. Täysin jäykät liitokset sitovat kokonaan rakenneosien väliset kiertymät nolnaan, kun taas nivelliitos sallii nämä täysin. Täysin lujat liitokset vastaavasti siirtävät kaikki liitettävien rakenneosien yhtymäkohdassa vaikuttavat taivutusmomentit, kun taas nivelliitokset eivät pysty siirtämään näitä lainkaan. Usein puhekielessä jäykkä liitos mielletään suoraan täysin jäykeksi ja lujaksi. Myös tässä työssä jäykällä liitoksella tarkoitetaan jatkossa täysin jäykkää ja lujaa liitosta. [6]

Todellisuudessa rakenteiden liitokset ovat jotain edellä mainittujen välistä, jolloin niitä nimitetään osittain jäykiksi ja lujiksi liitoksiksi. Liittopilarikehän liitokset ovat usein teräsrakenteisia ja näiden jäykkyyteen perustuvaan luokitteluun annetaan eurokoodin SFS-EN 1993-1-8 kohdassa 5.2.2 yksityiskohtaiset ohjeet. Lujuuteen perustuva luokitus taas tehdään kohdan 5.2.3 mukaan. Kuten edellä mainittiin, tässä työssä liitosten oletetaan olevan ideaalisia eli ne ovat joko nivelliitoksia tai jäykkiä. [6]

2.3.2 Liitosten vaikutus kehän statiikkaan

Pysyäkseen pystyssä sivusuunnassa tukematon kehä vaatii aina johonkin kehänurkkaan jäykän liitoksen, joka tukee kehää sivusuuntaisten voimien synnyttämiä momentteja vastaan. Yksinkertaisessa pilari-palkki(/ristikko) – kehässä jäykät liitokset sijoitetaan usein symmetrisesti vaakarakenteen molemmiin puolin joko pilarin ylä- tai alapäähän. On myös mahdollista, että kehän jokaiseen nurkkaan sijoitetaan jäykkä liitos, joka onkin varsin yleinen ratkaisu sivusuunnassa tukemattoman pilari-ristikko – kehän tapauksessa. Tällöin ristikon yläpaarten lisäksi myös alapaarre tuodaan pilariin kiinni, jolloin liitoksesta saadaan momenttijäykkä.

Kun pilarin ylä- ja alapään liitokset ovat jäykkiä, täytyy ne mitoittaa kestäämään liitoksessa vaikuttavien leikkausvoimien lisäksi myös taivutusmomentti. Tämän myötä myös pilarin täytyy luonnollisesti kestää liitoksessa vaikuttavat rasitukset. Jäykkien liitosten tuomat lisärasitukset pilarille tarkoittavat kuitenkin sitä, että pilarin taipumamalli muuttuu nivel-liitokseen verrattuna edulliseen suuntaan pienemmän nurjahduspituuden muodossa. Alla on havainnollistavista syistä esitetty eurokoodin SFS-EN 1992-1-1 kohdan 5.8.3.2 mukaiset eri tuentatapoja vastaavat nurjahduspituudet. Mukana on sekä sivusiirtymättömän että sivusiirtyvän pilarin tapauksia.



Kuva 2.5 SFS-EN 1992-1-1 kohdan 5.8.3.2 mukaiset pilarin nurjahduspituudet

Liitosten toiminta vaikuttaa suuresti pilarin lisäksi myös siihen liittyviin rakenteisiin. Varsinkin perustussuunnittelussa pilarin alapäässä olevan jäykän liitoksen tuomat lisärasitukset taivutusmomentin muodossa on tärkeää huomioda, jotta perustukset eivät jää alimittaisiksi. Korkeilla pilareilla taivutusmomentit kasvavat usein hyvinkin suuriksi, minkä seurauksena erityisesti perustuksen sivumitat momentin suunnassa kasvavat, jottei perustus ja pilari pääse kaatumaan taivutusmomentin seurauksena.

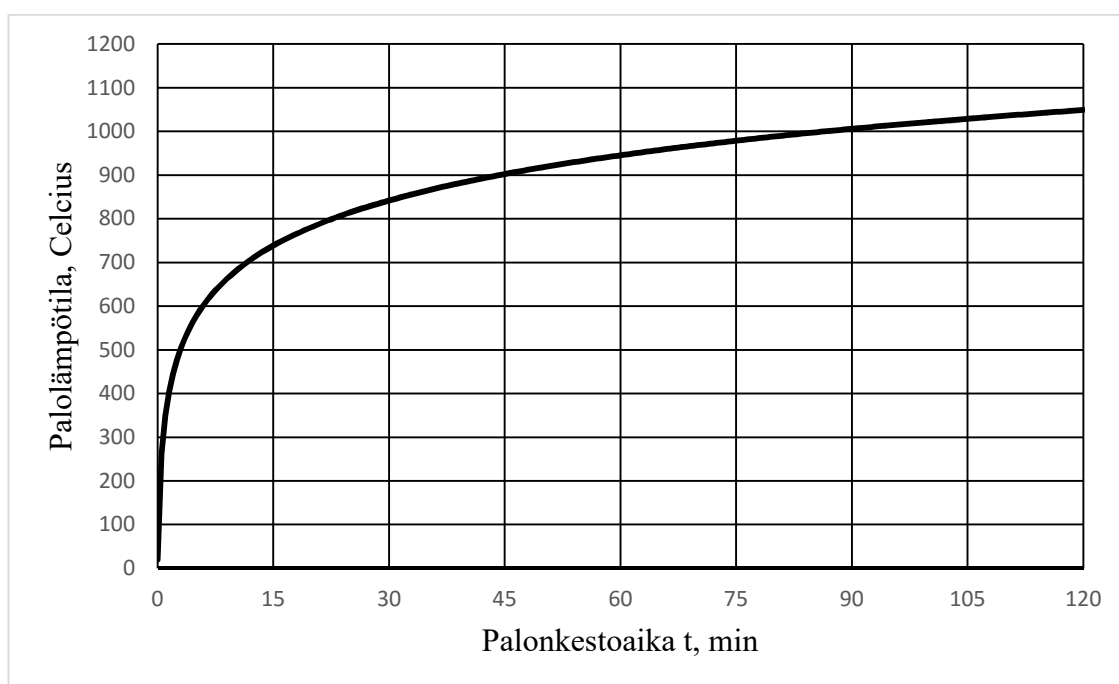
Liitosten toimintamallien valinta onkin hyvin tärkeässä osassa, kun rakennuksen rakennemallia aloitetaan suunnittelemaan. Kun liitokset ja näiden myötä rakennuksen rakennemalli valitaan rakennuksen tyyppiin ja sen käyttötarkoitukseen sopiviksi, voidaan jo esisuunnitteluvaiheessa säästää merkittävästi rakennukseen kuluvia teräskiloja ja betonikuutioita. Tämän seurauksena luonnollisesti myös rakennuksen kokonaiskustannukset pienenevät.

3 LIITTOPILARIN PALOMITOITUS

Liittorakenteen käyttö kehän pilarina valitaan usein sen hyvän palonkestävyyden vuoksi, jolloin muita palosuojausmenetelmiä, kuten palosuojamaalausta, ei pilarissa tarvita. Palonkestävyys perustuu betonin lämpötilan kasvua hidastavaan vaikutukseen ja sen kykyyn sitoa lämpötilaa itseensä. Kun otetaan huomioon, että liittorakenteet on suunniteltu tämän lisäksi myös siten, että ne osallistuvat kuormien kantamiseen normaalilämpötilassa, on liittorakenteiden käyttö rakennuksen osana hyvin luonnollinen vaihtoehto. Useassa mitoitusapauksessa juuri palotilanne on kuitenkin lopulta määräävä, joten tämän diplomityön hyöty käytännön suunnittelussa jäisi varsin merkityksettömäksi, ellei tätä käsiteltäisi lainkaan. Näin ollen tämä luku keskittyy liittopilarin palomitoitukseen.

3.1 Palomallit

Palomallien tarkoituksena on kuvata palotilanteessa vaikuttavaa lämpötilan nousua palotilassa. Eurokoodin SFS-EN 1991-1-2 mukaan mallit voidaan jaotella kahteen luokkaan: nimellisiin lämpötila-aikakäyriin ja luonnollisen palon malleihin. Luonnollisen palon malleja käytetään, kun otetaan huomioon palotilan ominaisuuksia kuten palokuorman suuruus, palotilan hapensaanti ja seinien ominaisuudet. Näin saadaan arvioitua yksilöllisesti palotilan lämpötilan kehitystä. Nimelliset lämpötila-aikakäyrät taas ovat palotilan ominaisuuksista riippumattomia ja näiden lämpötilankehitykset on esitetty eurokoodissa SFS-EN 1991-1-2, jossa on esitetty käyrät kolmelle eri nimelliselle palomallille: standardi-, hiilivety- ja ulkopuolinen palo [1] [7]



Kuva 3.1 SFS-EN 1992-1-2 mukainen standardipalon lämpötila-aikakäyrä

Nimellisistä palomalleista (lämpötila-aikakäyristä) standardipalo, joka tunnetaan myös nimellä ISO 834 palokäyrä, on yleisin ja sitä käytetään myös tämän työn palomitoituksessa. Eurokoodin mukaan rakenneosa täyttää sille esitetyt palonkestovaatimukset, mikäli se kestää standardipalon mukaisessa jatkuvasti nousevassa lämpötilankehityksessä palotilanteen aikaiset kuormat. Standardipaloon perustuvassa palomitoituksessa ei siis tarkastella jäähtymisvaihetta toisin kuin esimerkiksi parametrisoiduissa palomalleissa. Standardipalon lämpötilankehitys on esitetty kuvassa 3.1 ja se lasketaan ajan funktiona kaavalla:

$$\Theta_g = 20 + 345 \log_{10}(8t + 1) \quad (3.1)$$

3.2 Pilarin poikkileikkauksen lämpötilat palotilanteessa

Liittopilarin palomitoituksessa on mitoitusmenetelmästä riippumatta välttämätöntä määrittää poikkileikkauksen eri alkioiden lämpötilajakauma halutun palonkestoajan kuluttua. Poikkileikkausalkioiden sijainnista ja materiaaliaroista johtuen näiden lämpötiloissa on suuriakin eroja. Suomessa useimmin käytetyllä betonitäytteisellä teräsputkipilarilla teräsputken lämpötila kasvaa palotilanteessa niin suureksi, että se menettää käytännössä kaiken lujuutensa. Mitoituksessa pienikin lujuus otetaan kuitenkin laskuihin mukaan. Putken lämpötilajakauman voidaan olettaa olevan tasan jakautunut, koska seinämäpaksuus putkessa on suhteellisen ohut eikä sisä- ja ulkopintojen välinen lämpötilaero ole merkittävä. Näin voidaan olettaa myös pilarin sisällä oleville raudoitteille.

Hankala osuus lämpötilajakaumien määrittämisessä tulee betonin lämpötilojen arvioinnissa, koska betonin lämmönjohtavuus verrattuna teräksen vastaavaan on hyvin pieni. Tämä tarkoittaa pilarin tapauksessa käytännössä sitä, että betonin ulkopinnan läheisyydessä palotilanteen lämpötilat ovat merkittävästi suuremmat kuin pilarin keskiosissa. Kuten jäljempänä käy ilmi, lämpötilat vaikuttavat suuresti materiaalien lujuuteen. Näin ollen betoniosan yhteenlasketun puristuskestävyyden laskeminen korkeissa lämpötiloissa on huomattavasti työläämpää kuin teräsosien kestävyyslaskeminen. Käytännössä betonipoikkileikkauksen lämpötilajakauman laskeminen tapahtuu jakamalla poikkileikkaus yhtä leveisiin osiin ytimeistä pintaan ja laskemalla jokaiselle pinta-ala – alkiolle oma lämpötila, kimmokerroin ja lujuus. Superpositioperiaatetta hyödyntäen betoniosan yhteenlaskettu kimmokerroin ja lujuus saadaan laskettua pinta-ala – alkioiden summana.

Liittorakenteiden oppikirjassa on helpotettu liittopilarin palomitoitusta antamalla yksinkertaiset kaavat betoniosan lämpötilan laskemiseen. Käytännössä kaavat antavat lämpötilat, joita käyttämällä saadaan yhtä suuri lujuuden arvo betonille mitä epälineaarisen analyysin antama tarkastelu antaa. Koska kaavat ovat hyvin yksinkertaisia, eivät ne luonnollisesti anna täysin tarkkoja tuloksia kaikille poikkileikkauksille. Oikeastaan kaavoissa betoniosan ekvivalentit lämpötilat palonkestoajasta riippuen saadaan pelkästään pilarin ulkomittojen perusteella eikä teräsputken seinämäpaksuudella ei ole merkitystä. Tämä

luonnollisesti vääristää hieman tuloksia, jos poiketaan seinämäpaksuudesta, jonka perusteella lausekkeet on muodostettu. Liittorakenteiden oppikirjassa kuitenkin todetaan, että R30 ja R60 paloluokissa t/d - tai t/b -suhteen noustessa lämpötila laskee 1-3 % putken sivumitan ollessa enintään 300mm. R90 ja R120 luokissa erot ovat tätä pienemmät. [1]

Tämän työn tavoitteena ei ole tehdä mahdollisimman tarkkaa mitoitusohjetta, vaan enemmänkin antaa teoriapohjaa liittopilarin palomitoitukseen. Tämän vuoksi jatkossa käytetään Liittorakenteiden -oppikirjassa esitettyjä taulukkoarvoja poikkileikkausalkioiden lämpötiloille palotilanteessa. Jatkoa ajatellen on kuitenkin mahdollista tehdä tarkempia laskumenetelmiä lämpötilojen arvioimiseen, mikäli tämä tuntuu tarpeelliselta. Taulukkojen perusteella lasketut lämpötilat eivät aina ole tarkkoja, joten jatkokehitys tämän suhteen on varmasti joissain määrin kannattavaa. Seuraavaksi esitetään taulukot ja laskukaavat liittopilarin teräsputken, raudoitteiden ja betonin keskimääräisten lämpötilojen arviointiin standardipalon mukaisissa korkeissa lämpötiloissa eri palonkestoajkojen perusteella.

3.2.1 Teräsputken keskimääräinen lämpötila

Taulukot 3.1 ja 3.2 antavat tarkimman tuloksen epälineaarisen analyysin tuloksiin verrattuna, kun profiilin pinnan emissiokerroin $\epsilon_m=0,7^2$ ja seinämäpaksuus $t=b/40$ tai $t=d/40$. [1] Esimerkiksi neliöputkella, jonka sivumitta on 300mm, $b/40$ – arvo on 7,5. Tätä vastaava profiili CFRHS300x300x8 on usein käytetty liittopilarin teräsputkena, joten taulukkojen voidaan ajatella antavan ainakin tältä osin todelliseen suunnittelutyöhön soveltuvia tuloksia. Toki taulukkojen käyttöä kannattaa harkita, jos $b/40$ – arvon mukainen seinämäpaksuus poikkeaa suuresti käytetyn profiilin seinämäpaksuudesta.

Taulukko 3.1. Pyöreän putkiprofiilin keskimääräinen lämpötila ulkohalkaisijan d funktiona [1]

Stand.palo	R30	R60	R90	R120
$\theta_a(d)$	$620+95\left(\frac{510-d}{370}\right)^{0,8}$	$820+4,18\sqrt{510-d}$	$955+20\left(\frac{510-d}{290}\right)^{1,5}$	1015
Reunaehdot	$135\leq d\leq 510$	$165\leq d\leq 510$	$200\leq d\leq 510$	$270\leq d\leq 510$

Taulukko 3.2. Neliöputkiprofiilin keskimääräinen lämpötila sivumitan b funktiona [1]

Stand.palo	R30	R60	R90	R120
$\theta_a(b)$	$620+45\left(\frac{400-b}{280}\right)$	$860+30\sqrt{\frac{400-b}{350}}$	$970+5\left(\frac{400-b}{200}\right)^{1,5}$	1025
Reunaehdot	$120\leq b\leq 400$	$150\leq b\leq 400$	$200\leq b\leq 400$	$250\leq b\leq 400$

² Profiilin pinnan emissiokerroin (=pinnan säteilykyky) on EN 1994-1-2 kohdan 2.2 mukaan sekä teräkselle että betonille 0,7. [8] Rst-profiileille vastaava arvo on 0,4. [1]

3.2.2 Raudoitteiden keskimääräiset lämpötilat

Taulukoissa 3.3–3.8 on esitetty pyöreiden ja neliön muotoisten liittopilareiden raudoituksen lämpötilat. Neliöliittopilareilla nurkkatangojen ja pilarin sivun keskellä olevien tangojen lämpötilat eroavat toisistaan, koska nurkkatangolla palon lämpövuoto kohdistuu kahdelta sivulta ja näin ollen kasvattaa tangon lämpötilaa verrattuna sivun keskellä olevaan tankoon. [1]

Taulukoissa esitetty neliöprofiili, jonka $b=140\text{mm}$, on todellisuudessa liian kapea käytettäväksi liittopilarina, koska pääteräkset, haat ja betonin suojapeitepaksuus muodostavat liian suuren osan koko poikkileikkauksen leveydestä. Kyseinen sivumitta on otettu taulukkoon, jotta sivumitaltaan 200mm pienempien putkien pääterästen lämpötilat saadaan interpoloitua taulukon arvoista. Interpolointia voidaan käyttää myös muihin profiileihin, jotka jäävät taulukon mukaisten sivumittojen väliin.

Taulukko 3.3. Raudoituksen lämpötilat θ_s pyöreissä liittopilareissa, paloluokat R30, R60

	R30 standardipalo					R60 standardipalo				
	Ulkohalkaisija d [mm]					Ulkohalkaisija d [mm]				
$u_s[\text{mm}]$	140	200	250	350	500	140	200	250	350	500
20	370	335	320	310	310	645	570	540	520	520
30	307	260	245	232	232	592	487	455	427	427
40	245	185	170	155	155	540	405	370	335	335
50	217	142	132	120	120	515	357	312	277	270
60	190	100	95	85	85	490	310	255	220	205
80	-	80	65	55	55	-	265	185	140	130
110	-	-	35	35	35	-	-	120	85	75

Taulukko 3.4. Raudoituksen lämpötilat θ_s pyöreissä liittopilareissa, paloluokat R90, R120

	R90 standardipalo					R120 standardipalo				
	Ulkohalkaisija d [mm]					Ulkohalkaisija d [mm]				
$u_s[\text{mm}]$	140	200	250	350	500	140	200	250	350	500
20	815	715	680	650	635	920	820	780	745	715
30	772	645	597	560	537	890	760	705	655	622
40	730	575	515	470	440	860	700	630	565	530
50	710	537	457	407	372	845	660	580	497	462
60	690	500	400	345	305	830	620	530	430	395
80	-	400	330	250	210	-	575	460	335	295
110	-	-	250	150	115	-	-	385	235	190

Taulukko 3.5. Raudoituksen lämpötilat θ_s neliöliittopilareissa paloluokassa R30

	R30 standardipalo, nurkkatangot					R30 standardipalo, sivujen keskellä				
	Ulkohalkaisija d [mm]					Ulkohalkaisija d [mm]				
u_s [mm]	140	180	220	300	500	140	180	220	300	500
20	395	390	385	385	385	285	250	240	235	235
30	302	290	287	287	287	230	192	180	175	175
40	210	190	190	190	190	175	135	120	115	115
50	167	142	142	142	142	155	115	97	92	90
60	125	95	95	95	95	135	95	75	70	65
80	-	75	65	55	55	-	65	50	40	40
110	-	-	30	30	30	-	-	30	30	30

Taulukko 3.6. Raudoituksen lämpötilat θ_s neliöliittopilareissa paloluokassa R60

	R60 standardipalo, nurkkatangot					R60 standardipalo, sivujen keskellä				
	Ulkohalkaisija d [mm]					Ulkohalkaisija d [mm]				
u_s [mm]	140	180	220	300	500	140	180	220	300	500
20	660	640	630	625	625	560	480	445	415	410
30	575	537	522	517	517	417	412	355	337	332
40	490	435	415	410	410	475	345	265	260	255
50	465	372	345	332	332	410	320	240	210	207
60	440	310	275	255	255	450	295	215	160	160
80	-	270	180	150	150	-	215	165	105	100
110	-	-	100	75	75	-	-	130	80	80

Taulukko 3.7. Raudoituksen lämpötilat θ_s neliöliittopilareissa paloluokassa R90

	R90 standardipalo, nurkkatangot					R90 standardipalo, sivujen keskellä				
	Ulkohalkaisija d [mm]					Ulkohalkaisija d [mm]				
u_s [mm]	140	180	220	300	500	140	180	220	300	500
20	820	780	765	765	765	740	650	595	535	535
30	755	690	667	662	662	710	592	475	455	450
40	690	600	570	560	560	680	535	455	375	365
50	672	547	497	472	472	667	507	412	322	305
60	655	495	425	385	385	655	480	370	270	245
80	-	445	335	270	270	-	450	330	195	170
110	-	-	230	155	145	-	-	245	135	100

Taulukko 3.8. Raudoituksen lämpötilat θ_s neliöliittopilareissa paloluokassa R120

	R120 standardipalo, nurkkatangot					R120 standardipalo, sivujen keskellä				
	Ulkohalkaisija d [mm]					Ulkohalkaisija d [mm]				
u_s [mm]	140	180	220	300	500	140	180	220	300	500
20	915	875	855	855	855	870	770	715	625	615
30	872	802	767	760	760	842	722	650	550	532
40	830	730	680	655	655	815	675	585	475	450
50	810	685	610	577	577	802	647	545	510	390
60	790	640	540	490	490	790	620	505	365	330
80	-	575	475	365	365	-	600	465	300	250
110	-	-	415	250	215	-	-	395	240	160

3.2.3 Betonin ekvivalentti lämpötila

Betoniosan ekvivalentti lämpötila putken halkaisijan tai sivumitan funktiona eri palonkestoajan jälkeen saadaan lausekkeista:

Pyöreille liittopilareille:

$$\begin{cases} \theta_{c,eq,30}=11000/d^{0,64} & ,\text{kun } 135 \leq d \leq 510 \\ \theta_{c,eq,60}=16300/d^{0,66} & ,\text{kun } 165 \leq d \leq 510 \\ \theta_{c,eq,90}=13100/d^{0,58} & ,\text{kun } 200 \leq d \leq 510 \\ \theta_{c,eq,120}=1180-2,96d+0,0028d^2 & ,\text{kun } 220 \leq d \leq 510 \end{cases} \quad (3.2)$$

Neliöliittopilareille:

$$\begin{cases} \theta_{c,eq,30}=779-2,6754b+0,0032b^2 & ,\text{kun } 120 \leq b \leq 400 \\ \theta_{c,eq,60}=21572/b^{0,69} & ,\text{kun } 150 \leq b \leq 400 \\ \theta_{c,eq,90}=1366-4,513b+0,0054b^2 & ,\text{kun } 200 \leq b \leq 400 \\ \theta_{c,eq,120}=1496-4,643b+0,0053b^2 & ,\text{kun } 250 \leq b \leq 400 \end{cases} \quad (3.3)$$

3.3 Materiaalien ominaisuudet korkeissa lämpötiloissa

Liittopilarissa käytettävien materiaalien termiset ja mekaaniset ominaisuudet ovat suu-
restä lämpötilasta riippuvia. Termisiä ominaisuuksia ovat ominaislämpökapasiteetti, läm-
mönjohtavuus ja lämpölaajeneminen. Mekaanisia taas ovat materiaalien lujuus- ja muo-
donmuutosominaisuudet, johon vaikuttaa materiaalien kimmomoduulit. Liittopilareiden
palomitoitukseen suoranaisesti liittyviä ominaisuuksia ovat vain mekaaniset ominaisuu-
det, joten tässä työssä keskitytään pelkästään niihin. Liittopilarien palomitoitukseen tar-
vittavat materiaalien termiset ominaisuudet löytyvät eurokoodin SFS-EN 1994-1-2 koh-
dasta 3.3. [8]

3.3.1 Rakenneteräksen ja raudoituksen mekaaniset ominaisuudet

Rakenneteräksen ja raudoituksen palomitoitukseen liittyvät mekaaniset ominaisuudet korkeissa lämpötiloissa saadaan käyttämällä apuna eurokoodin SFS-EN 1994-1-2 taulukon 3.2 mukaisia pienennyskertoimia. Lujuuden ja kimmokertoimien pienennyskertoimet on esitetty tässä työssä taulukossa 3.9. Rakenneteräksen ja raudoitteen kimmokerroin ja lujuus korkeissa lämpötiloissa lasketaan kaavoilla: [8]

$$\begin{cases} E_{a, \theta} = k_{Ea, \theta} E_a \\ E_{s, \theta} = k_{Es, \theta} E_s \end{cases} \quad (3.4)$$

$$\begin{cases} f_{ya, \theta} = k_{ya, \theta} f_{yk} \\ f_{ys, \theta} = k_{ys, \theta} f_{sk} \end{cases} \quad (3.5)$$

Taulukko 3.9. Rakenneteräksen ja raudoitteen mekaanisten ominaisuuksien pienennyskertoimet lämpötilasta riippuen [8]

Lämpötila	Rakenneteräs ja raudoitteet	
θ_a, θ_s	$k_{Ea, \theta}, k_{Es, \theta}$	$k_{ya, \theta}, k_{ys, \theta}$
20	1	1
100	1	1
200	0,9	1
300	0,8	1
400	0,7	1
500	0,6	0,78
600	0,31	0,47
700	0,13	0,23
800	0,09	0,11
900	0,0675	0,06
1000	0,045	0,04
1100	0,0225	0,02
1200	0	0

3.3.2 Betonin mekaaniset ominaisuudet

Kuten rakenneteräkselle ja raudoitteelle myös betonin palomitoitukseen liittyvät mekaaniset ominaisuudet korkeissa lämpötiloissa saadaan pienennyskerrointen avulla. Kerrointen arvot löytyvät eurokoodin SFS-EN 1994-1-2 taulukosta 3.3 ja ne on esitetty tässä työssä taulukossa 3.10. Kyseiset ominaisuudet korkeissa lämpötiloissa lasketaan kaavoilla:

$$E_{c, \text{sec}, \theta} = \frac{k_{c, \theta} f_{ck}}{k_{\epsilon, \theta} \epsilon_{c1}} \quad (3.6)$$

, missä betonin puristuman huippuarvo $\epsilon_{c1} = 0,0025$

$$f_{c, \theta} = k_{c, \theta} f_{ck} \quad (3.7)$$

Taulukko 3.10. Betonin mekaanisten ominaisuuksien pienennyskertoimet lämpötilasta riippuen

Lämpötila	Betoni	
$\theta_a, \theta_s, \theta_c$	$k_{c,\theta}$	$k_{\varepsilon,\theta}$
20	1	1
100	1	1,6
200	0,95	2,2
300	0,85	2,8
400	0,75	4
500	0,6	6
600	0,45	i
700	0,3	10
800	0,15	10
900	0,08	10
1000	0,04	10
1100	0,01	10
1200	0	-

3.4 Mitoitusmenetelmät

Liittorakenteiden palomitoituksen tulee täyttää eurokoodin SFS-EN 1994-1-2 mukaiset vaatimukset. Mitoitusmenetelmiä eurokoodissa annetaan rakenneosasta riippumatta kolme ja ne ovat taulukkomitoitus, yksinkertainen menetelmä ja kehittyneet menetelmät. Näistä taulukkomitoitus on luonnollisesti helpoin, mutta samalla se on myös rajoitetuin. Liittopilareiden taulukkomitoitus ja yksinkertainen menetelmä koskevat vain sivusuunnassa tuettuja pilareita. Tämän lisäksi taulukkomitoituksessa pilarin raudoitussuhteen ylärajana käytetään 3 %, vaikka pilarin todellinen raudoitussuhde olisi tätä suurempi. Myös pilarin rakenneteräksen lujuudelle annetaan laskentaan yläraja, joka on varsin vaatimaton 235MPa riippumatta käytetäänkö todellisuudessa lujempaa terästä. [1] [8]

Eurokoodin kohdassa 4.4 annetaan vaatimukset, jotka on täytettävä, kun käytetään mitoituksessa kehittynyttä menetelmää. Näiden periaate on se, että kyseiset menetelmät mallintavat palotilanteessa rakenneosan todenmukaista käyttäytymistä ottamalla huomioon muun muassa rakenneosan tarkat lämpötila- ja jännitysjakaukset, lämpötilan kasvun aiheuttamat muodonmuutokset, geometriset epätarkkuudet ja termodynamiikan periaatteet. Toisaalta rajoituksia pilarin poikkileikkaukselle eurokoodi ei kuitenkaan anna, kun käytetään kehittyneitä menetelmiä palomitoituksessa. Menetelmien kelpoisuus on todennettava palokokein, joten näiden käyttö on todella työlästä eikä se sovellu käytännön mitoitukseseen ellei asiaan ole suurempaa tietämystä ja resursseja. [1]

Yksinkertainen menetelmä on käytännön suunnitteluun sopivin vaihtoehto, koska siinä käytettävät poikkileikkausrajoitukset eivät ole liian tiukkoja ja laskentamenetelmät ovat

vielä suhteellisen helppoja. Kuten aiempaan todettiin, menetelmä soveltuu kuitenkin vain sivusuunnassa tuettujen kehien tapaukseen. Jotta palomitoitus voidaan tässä työssä ylipäätään suorittaa, käytetään hyväksi paikallisen palon mallia. Tämän mukaan pitkässä hallityyppisessä rakennuksessa palon voidaan ajatella olevan paikallista eli se ei vaikuta koko hallin mitalla samaan aikaan. Näin ollen palavan kehän viereiset kehät voidaan ajatella olevan matalammissa lämpötiloissa ja siten omaavan suuremman jäykkyyden ja lujuuden. Tämän seurauksena viereiset kehät tukevat palolle altista kehää sivusuunnassa, joten kehän voidaan ajatella olevan sivusuunnassa tuettu. Paikallisen palon mallin käyttö todellisissa projekteissa riippuu suuresti rakennusvalvonnan mielipiteestä asiasta. Mallin käyttö voidaan helpostikin kieltää ja se tarkoittaa käytännössä sitä, että rakennus on jäykistettävä kehän ulkopuolisin rakentein esimerkiksi vinositein.

Yksinkertainen menetelmä perustuu pilarin puristuskestävyyden arviointiin palotilanteessa, jossa pilarin taivutusjäykkyydelle ja nurjahduspituudelle lasketaan palotilanteen mukaiset arvot. Palotilanteen puristuskestävyys lasketaan kaavalla: [8]

$$N_{Rd, fi} = \chi N_{pl, Rd, fi} \quad (3.8)$$

Puristuskestävyyden pienennystekijän χ laskentaan tarvitaan palotilannetta vastaava pilarin muunnettu hoikkuus $\bar{\lambda}_\theta$. Palotilanteen muunnetulle hoikkuudelle ei ole rajoitusta, mutta normaalilämpötilassa palomitoitettavan pilarin muunnetun hoikkuuden tulee olla korkeintaan 2. Laskentakaava on sama kuin normaalilämpötilassa (kaava 2.18), mutta kestävyys korvataan palotilannetta vastaaviksi. Kaava muuttuu muotoon:

$$\bar{\lambda}_\theta = \sqrt{\frac{N_{pl, Rk, fi}}{N_{cr, fi}}} \quad (3.9)$$

Palotilanteen kimmoteorian mukaisen kriittisen kuorman kaava on:

$$N_{cr, fi} = \frac{\pi^2 (EI)_{eff, fi}}{L_{e, \theta}^2} \quad (3.10)$$

, missä $(EI)_{eff, fi}$ on palotilannetta vastaava pilarin tehollinen taivutusjäykkyys
 $L_{e, \theta}$ on pilarin tehollinen pituus palotilanteessa

Palotilanteen plastisuusteorian mukainen puristuskestävyys lasketaan kaavalla:

$$N_{pl, Rk, fi} = \sum A_{a, \theta} f_{ya, \theta} + \sum A_{c, \theta} f_{c, \theta} + \sum A_{s, \theta} f_{ys, \theta} \quad (3.11)$$

, missä $A_{i, \theta}$ on palotilanteessa poikkileikkauksen tehollisen alkion pinta-ala
 $f_{i, \theta}$ on palotilanteessa poikkileikkauksen tehollisen alkion lujuus

Seuraavaksi käsitellään edellä mainittuihin kaavoihin liittyvät termit, jotka ovat pilarin palotilannetta vastaava tehollinen taivutusjäykkyys ja tehollinen pituus.

3.4.1 Pilarin tehollinen taivutusjäykkyys palotilanteessa

Eurokoodissa SFS-EN 1994-1-2 kohdassa 4.3.5.1(5) annetaan laskentakaava, jolla voidaan arvioida pilarin tehollista taivutusjäykkyyttä korkeissa lämpötiloissa: [8]

$$(EI)_{\text{eff}, fi} = \varphi_{a,\theta} (EI)_{a,\theta} + \varphi_{s,\theta} (EI)_{s,\theta} + \varphi_{c,\theta} (EI)_{c,\theta} \quad (3.12)$$

Yllä olevassa kaavassa liittopilarin jokaisen poikkileikkauksen osan taivutusjäykkyydet voidaan purkaa muotoihin $(EI)_{a,\theta} = E_{a,\theta} I_{a,\theta}$, $(EI)_{s,\theta} = E_{s,\theta} I_{s,\theta}$ ja $(EI)_{c,\theta} = E_{c, \text{sec},\theta} I_{c,\theta}$. Kaavassa 3.12 esiintyvien sovituskertoimien $\varphi_{a,\theta}$, $\varphi_{s,\theta}$ ja $\varphi_{c,\theta}$ tarkoituksena on kuvata putkiliittopilarissa tapahtuvia jäykkyyden muutoksia palon aikana. Käytännössä ne korostavat sitä, että liittopilarin betoni ja raudotteet muodostavat pääosan palotilanteen taivutusjäykkyydestä. Sovituskertoimien arvot on annettu eurokoodin SFS-EN 1994-1-2 liitteessä G pilareille, joiden laippojen välit on täytetty betonilla. Nämä arvot eivät kuitenkaan sovi putkiliittopilareille. Liittorakenteiden suunnittelu ja mitoitus – oppikirjassa tämä on korjattu ja siinä annetaan putkiliittopilareille sovituskertoimien arvot taulukkomuodossa. [1] Kyseiset arvot on esitetty taulukoissa 3.2 ja 3.3.

Betonille jäykkyyden sovituserroin $\varphi_{c,\theta} = 1, 2$.

Taulukko 3.11. Liittopilarin putken jäykkyyden sovituskertoimen $\varphi_{a,\theta}$ arvot

	Neliöpilarit, sivumitta b		Pyöreät pilari, halkaisija d						
	≤150	≥180	135	165	200	220	250	273	≥323
R30	0,45	0,6	0,45	0,5	0,6	0,7	0,7	0,7	0,7
R60	0,45	0,6	-	0,4	0,5	0,6	0,6	0,65	0,7
R90	-	0,45	-	-	0,4	0,4	0,4	0,40	0,5
R120	-	0,35	-	-	0,3	0,3	0,3	0,35	0,4

Taulukko 3.12. Liittopilarin raudoitteen jäykkyyden sovituskertoimien φ_s arvot

u_s	30	40	50	≥60
φ_s	0,8	0,9	1	1

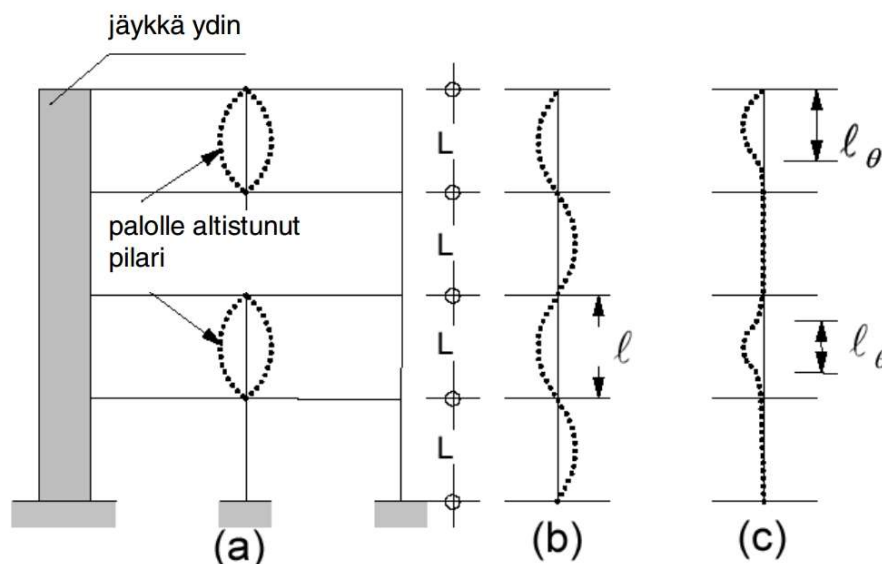
3.4.2 Liittopilarin tehollinen pituus palotilanteessa

Liittorakenteiden palomitoitusta käsittelevän eurokoodin mukaan palotilanteessa liittopilarin nurjahduspituudet voidaan määrittää samoin kuin normaalilämpötilassa. Tämä on kuitenkin joissain tapauksissa hieman konservatiivinen ajatusmalli, koska korkeissa läm-

pötiloissa pilarin taipumamalli, jonka mukaan nurjahduspituudet määritetään, on erilainen kuin normaalilämpötiloissa. Tämä johtuu pilarin taivutusjäykkyyden huomattavasta pienemisestä palotilanteessa. Eurokoodin mukaan palotilannetta vastaavaa taipumamallia voidaan käyttää niissä tarkasteltavan kerroksen pilareissa, jotka täyttävät seuraavat ehdot:

- Tarkasteltava pilari on täysin kiinnitetty ylä- ja alapuolisiin pilareihin. Liittorakenteiden suunnittelu ja mitoitus – oppikirjan mukaan kiinnityksen katsotaan olevan jatkuva, kun se pystyy välittämään liitoksessa vaikuttavat vetovoimat [1]
- Ylä- ja alapuolisilla pilareilla on vähintään sama palonkestävyys kuin tarkasteltavassa pilarissa. [8]
- Jokainen kerros muodostaa oman palo-osaston, ts. palo ei vaikuta päällekkäisissä kerroksissa samaan aikaan eikä leviä näiden välillä. [8]

Kehien pilarit, joille pystykuormat voidaan tuoda keskisesti, voidaan mitoittaa palotilanteessa aksiaalisesti puristettuina, jolloin pilarin täytyy täyttää vain palotilanteen nurjahdusehto. Käytännössä tämä tarkoittaa sitä, että pilarin pystykuorman epäkeskisyydestä (=epätarkkuudesta) johtuva momentti voidaan unohtaa. Kun pystykuormat aiheuttavat momenttia rakenteellisista syistä, täytyy momentti ottaa huomioon mitoituksessa normaaliin tapaan. Tällaisia tapauksia ovat esimerkiksi epäkeskiset liitokset (konsoliliitokset, liitokset pilarin kyljessä) ja pilaria epäsymmetrisesti kuormittavat palkit (eripituiset, eri kuormat ym.).



- Rakennuksen kehäjärjestelmä
- Taipumamuoto normaalilämpötilassa
- Taipumamuoto palolämpötilassa

Kuva 3.2 Eurokoodin SFS-EN 1994-1-2 kuvan 4.6 mukaiset liittopilarin nurjahduspituudet palotilanteessa [8]

Kuvassa 3.2 on esitetty monikerrosrakennuksen pilareille palotilanteen taipumamalleja. Kuten kuvasta huomataan, toisen kerroksen pilarilla palotilanteen kiinnitykset sekä ylä- ja alapäässä ovat jäykkiä ja vastaavasti ylimmän kerroksen pilarilla alapään kiinnitys on jäykkä. Tämä johtuu siitä, että palotilassa olevan pilarin taivutusjäykkyys normaalilämpötilan jäykkyyteen verrattuna on niin pieni, että jatkuviksi luokiteltujen liitosten tuenta muuttuu täysin jäykäksi. Ylimmän kerroksen yläpäässä on edelleen nivelliitos myös palotilanteessa, koska liitos ei ole yhteydessä normaalilämpötilassa olevien rakenteiden kanssa. Toisen kerroksen tapaisille pilareille palotilanteen nurjahduspituutena voidaan käyttää $0,5L_0$ ja ylimmän kerroksen tapaisille pilareille $0,7L_0$. Nämä ovat sekä eurokoodin että Suomen kansallisen liitteen mukaiset arvot.

Jäykkä ydin kuvaa sivusuunnassa tukevaa rakennetta, joka tässä työssä ajatellaan syntyvän paikallisen palon myötä vierekkäisten kehien tuennasta.

3.5 Kuorman epäkeskisyyden vaikutusten tarkastelu

Eurokoodin SFS-EN 1994-1-2 liitteissä G ja H liittopilaria rasittavan pystykuorman epäkeskisyyden vaikutusten tarkasteluun esitetään kaksi eri lähestymistapaa. [8] Todetaan kuitenkin heti alkuun, että kumpaakaan menetelmää ei käytetä tässä työssä johtuen syistä, jotka esitetään jäljempänä. Näiden jälkeen esitetään menetelmä, joka on hyvin samankaltainen kuin normaalilämpötilassa käytetty menetelmä, joka perustuu normaalivoiman ja momentin yhteisvaikutuksen tarkasteluun. Tämä on hyvin käyttökelpoinen normaalissa suunnittelutyössä, koska käyttölämpötila- ja palomitoituksessa saadaan samantyyppisiä tuloksia. Toisin sanoen kummassakin mitoituksessa saadaan pilarin kestävyys esitettyä yhteisvaikutusdiagrammin avulla.

3.5.1 SFS-EN 1994-1-2 liitteen G mukainen tarkastelu

Liitteen G kohdan G.7 menetelmässä epäkeskisen pystykuorman rasittaman pilarin kestävyyttä verrataan keskisen pystykuorman rasittaman pilarin kestävyYTEEN. Menetelmä perustuu siihen, että edellä mainittu suhdeluku on sama sekä normaalilämpötilassa että palotilanteessa. Epäkeskisesti kuormitetulla pilarilla suhdeluku on pienempi kuin yksi ja keskisesti kuormitetulla vastaava suhdeluku on luonnollisesti tasan yksi. Menetelmän periaate on esitetty kaavamuodossa alla: [8]

$$\frac{N_{Rd, fi, \delta}}{N_{Rd, fi}} = \frac{N_{Rd, \delta}}{N_{Rd}} \quad (3.13)$$

Suhdeluku ei itsessään riipu millään tavalla paloluokasta tai poikkileikkauksen koho-neista lämpötiloista. On kuitenkin huomattavaa, että epäkeskisesti kuormitetun pilarin palotilanteen mukainen puristuskestävyys $N_{Rd, fi, \delta}$ saadaan laskettua vain, jos palotilanteen aksiaalinen puristuskestävyys $N_{Rd, fi}$ on määritetty. Kuten kaavasta 3.8 ja tästä eteenpäin

huomataan, tarvitaan palotilanteen mukaiset, lämpötilasta riippuvat materiaaliominaisuudet arvon $N_{Rd, fi}$ laskentaan. [1]

Liitteen G ohjeet koskevat poikkileikkausta, jossa rakenneteräksen muodostaa I-profiili, jonka laippojen välit ovat täytetty betonilla. Lisäksi kuorman epäkeskisyys ei saa olla suurempi kuin puolet pilarin poikkileikkauksen sivumitasta. Vaikka menetelmä on tehty edellä mainitulle poikkileikkaukselle, voidaan tätä kuitenkin käyttää myös betonitäytteisille putkiprofiileille, koska menetelmän periaate ei itsessään ole riippuvainen käytetystä liittopilarityypistä. Menetelmän soveltavuudelle on liitteen kohdassa G.8 annettu myös muita rajoituksia, jotka koskevat pilarin nurjahduspituutta, sivumittoja b ja h , raudoitus-suhdetta ja palonkesto-aikaa. Edellä mainitut rajoitukset on jätetty tarkemmin huomiotta, koska tämä työ ei tarkemmin käsittele liitteen G mukaista tarkastelua. [8]

Periaatteessa menetelmä soveltuu varsin hyvin suunnittelutyöhön, mutta tulosten käsitteelyn kannalta normaalimitoituksen tapainen normaalivoiman ja momentin yhteisvaikutus-tarkastelu on mielekkäämpää. Lisäksi edellä esitetty menetelmä antaa ilman pitempiä las-kutoimituksia vain epäkeskistä pystykuormaa vastaavan palotilanteen puristuskestävyyden ja taivutusmomenttikestävyys jää huomiotta.

3.5.2 SFS-EN 1994-1-2 liitteen H mukainen tarkastelu

Liitteen H kohdan H.4 menetelmä kuorman epäkeskisyyden vaikutusten tarkastelulle on varsin yksinkertainen. Tässä pilarin palotilanteen mukaista aksiaalista puristuskestävyyttä $N_{Rd, fi}$ pienennetään kertoimilla, jotka ottavat epäkeskisyyden vaikutukset huomi-oon. Menetelmän mitoitusehto on:

$$N_{Ed, fi} \leq N_{Rd, fi} \varphi_s \varphi_\delta \quad (3.14)$$

Kaavan pienennyskertoimet φ_s ja φ_δ saadaan liitteessä H olevista kuvista H.1 ja H.2. Ker-roin φ_s on raudoitussuhteesta ρ_s (kaava 2.25) riippuva. φ_s on 0,95, kun raudoitussuhde on 5% ja vastaavasti pienenee arvoon 0,4, kun ρ_s lähenee nollaa. Pienennyskerroin φ_δ riippuu epäkeskisyydestä δ , jonka maksimi-arvo on rajoitettu puoleen pilarin sivumitasta b tai hal-kaisijasta d . Lisäksi kertoimen φ_δ määrittämiseen täytyy laskea pilarin hoikkuus L_θ/b tai L_θ/d , missä L_θ on pilarin palonaikainen nurjahduspituus. Hoikkuuden mukaan valitaan käyrä, josta φ_δ määritetään. Kertoimen arvot ovat minimissään noin 0,35 ja maksimissaan 1,0. Mitä suurempi ovat hoikkuus ja epäkeskisyys, sitä pienempi on kertoimen φ_δ arvo. [8]

Menetelmä ei ole kovinkaan tarkka, koska tuloksen kannalta kahden ratkaisevan muuttu-jan valinta täytyy tehdä graafisesti. Näin ollen tämä menetelmä ei ole käytännön suunnit-telutyöhön soveltuva, ja Suomen kansallinen liite standardiin SFS-EN 1994-1-2 kieltää-kin liitteen H käytön liittopilarin palomitoituksessa. [9]

Suomen kansallisen liitteen mukainen tarkastelu

Kansallisessa liitteessä kohdassa H(8) annetaan mitoituskaava epäkeskisesti kuormitetun pilarin puristuskestävyyden laskentaan. Kaava on: [9]

$$N_{Rd, fi, \delta} = N_{Rd, fi} \left(1 - \left(1 - \frac{f_{cd} A_c}{N_{pl, Rd}} \right) \frac{M_{Ed, 1}}{M_{pl, Rd}} \right) \quad (3.15)$$

,missä $N_{pl, Rd}$ = normaalilämpötilassa pilarin plastinen puristuskestävyys
 $M_{pl, Rd}$ = normaalilämpötilassa pilarin plastinen taivutuskestävyys
 $M_{Ed, 1}$ = normaalilämpötilassa suurin ensimmäisen asteen mitoitusmomentti

Kansallisen liitteen menetelmä, tai paremminkin kaava, on hyvin yksinkertainen eikä se esimerkiksi ota huomioon lainkaan palotilanteen mahdollisia toisen kertaluvun vaikutuksia. Näin ollen tätäkään ei voida ottaa osaksi liittopilarin palomitoitusta joka päiväisessä suunnittelutyössä, koska toisen kertaluvun vaikutukset ovat varsinkin hoikilla pilareilla usein mitoittava tarkastelu.

3.5.3 Normaalivoiman ja momentin yhteisvaikutus palotilanteessa

Palotilanteessa voidaan normaalimitoituksen tapaan tarkastella normaalivoiman ja momentin yhteisvaikutusta, vaikkakin näiden välillä on luonnollisesti pieniä eroavaisuuksia. Eurokoodissa yhteisvaikutusta ei palotilanteen osalta käsitellä lainkaan, mutta Liittorakenteiden suunnittelu ja mitoitus – oppikirjassa tähän otetaan kantaa. Sen mukaan normaalivoiman ja momentin yhteisvaikutukselle palotilanteessa pätee normaalimitoitusta muistuttava mitoitusehto: [1]

$$\frac{M_{Ed, fi}}{\mu_{d, fi} M_{pl, Rd, fi}} \leq \alpha_{M, fi} \quad (3.16)$$

, missä

$$\chi_{d, fi} = \frac{N_{Ed, fi}}{N_{pl, Rd, fi}} \quad (3.17)$$

$$\chi_{C, fi} = \frac{f_{c, eff, \theta} A_c}{N_{pl, Rd, fi}} \quad (3.18)$$

$$\mu_{d, fi} = \frac{1 - \chi_{d, fi}}{1 - \chi_{C, fi}} \quad (3.19)$$

, missä $f_{c, eff, \theta}$ voidaan määrittää käyttämällä kaavojen 3.2 tai 3.3 antamia betonin ekvivalentteja lämpötiloja

Yhteisvaikutuksen mitoitus ehdossa normaalilämpötilan tapauksessa oleva kerroin α_M on palotilanteessa aina yksi. Normaalilämpötilassa kertoimen on tarkoitus korjata korkeamman lujuusluokan teräksille ominaista sitkeyden pienenemistä, mutta palotilanteessa tällaista ilmiötä ei tarvitse ottaa huomioon, joten $\alpha_{M, fi}=1,0$. Kuten normaalimitoituksessa, myös palomitoituksessa tulee toisen kertaluvun vaikutukset ottaa tarpeen mukaan huomioon momentin suurennuskertoimella, jolle on Liittorakenteiden oppikirjassa annettu kaava: [1]

$$k_{m, fi} = \frac{1}{\left(1 - \frac{N_{Ed, fi}}{N_{Rd, fi}}\right)^m} \quad (3.20)$$

Kirjallisuudessa $m \geq 1,0$ ja laskuesimerkeissä tälle on käytetty poikkeuksetta arvoa 1,0. [1] On hyvä huomata, että potenssin lisäksi palotilanteen momentin suurennuskertoimen määrittämisessä on myös toinen ero kaavaan 2.31 verrattuna. Normaalilämpötilassa suurennuskerrointa laskettaessa mitoituskuormaa tarkastellaan kimmoteorian mukaisen kriittisen kuorman suhteen, kun taas palotilanteessa tarkastelu tehdään pilarin aksiaalisen puristuskestävyyden suhteen. Näin palomitoituksessa käytettävälle toisen kertaluvun momentille saadaan arvioitua suuruus kaavalla: [1]

$$M_{Ed, fi} = k_m M_{max, fi} \quad (3.21)$$

, missä $M_{max, fi}$ = ensimmäisen kertaluvun mitoitusmomentti palotilanteessa

Poikkileikkauksen palotilannetta vastaava plastinen taivutusmomenttikkestävyys $M_{pl, Rd, fi}$ täytyy määrittää, kun lasketaan yhteisvaikutusdiagrammin pisteitä B-D. Tämä voidaan tehdä samoin kuin normaalilämpötilan mitoituksessa kaavoilla 2.9 - 2.11, mutta materiaalien lujuudet f_{yd} , f_{sd} ja f_{cd} täytyy vaihtaa palotilannetta vastaaviin lujuuksiin $f_{y, \theta}$, $f_{sy, \theta}$ ja $f_{c, equ, \theta}$.

Taivutuskestävyyden lisäksi palotilanteen normaalivoiman ja taivutusmomentin yhteisvaikutusdiagrammin loput pisteet saadaan laskettua käyttämällä kaavoja 3.11 ja 3.19. Kaavassa 3.11 laskettava palotilannetta vastaava plastisuusteorian mukainen puristuskestävyys $N_{pl, Rk, fi}$ on sama kuin $N_{pl, Rd, fi}$, koska palotilanteessa materiaalien osavarmuuskerroimet $\gamma_{y, fi} = \gamma_{s, fi} = \gamma_{c, fi} = 1,0$.

4 KEHÄN MITOITUSMENETELMÄT

Tässä diplomityössä käytetään hyväksi belgialaisen Liègen yliopistossa tehtyä tutkimusta (Demonceau, 2007-2008) koskien sivusiirtyvän teräs- ja liittopilarikehän uutta suunnittelumenetelmää. Tutkimus keskittyy tarkastelemaan kehän globaalia murtumista ja pyrkii kehittämään näitä vastaavat mitoitusmenetelmät. Kaiken kaikkiaan tutkimuksessa esitetään tarkemmin kolme menetelmää, joilla voidaan ottaa huomioon sivusiirtyvän kehän siirtymien vaikutukset huomioon. Kolme menetelmää ovat ”Amplified sway moment” -menetelmä eli korotettujen momenttien menetelmä, ”Mechant-Rankine” -menetelmä ja viimeisenä Merchant-Rankine-teoriaan perustuva ”New method” eli uusi menetelmä. [10]

Tutkimuksessa tehdään vertailulaskelmia erilaisille kehille käyttämällä edellä mainittuja menetelmiä. Näiden tarkkuuksia tutkitaan vertaamalla kehien murtokuormakertoimia epälineaarisen analyysin antamiin arvoihin. Näin saadaan menetelmien tarkkuuksien lisäksi käsitys myös siitä, ovatko menetelmät niin sanotusti turvallisella puolella.

Kehät, joita on tutkimuksessa mukana yhteensä viisi kappaletta, ovat kaikki liittorakenteisia, todellisia rakennuksia, jotka sijaitsevat ympäri Keski-Eurooppaa. Koska betonitäytteisiä putkipilareita ei juurikaan käytetä Keski-Euroopassa, ovat tutkimuksessa käytettyjen kehien pilarit teräksisiä I-profiileita, joiden laippojen välit on täytetty betonilla. Tähän asiaan ei tässä diplomityössä kuitenkaan keskitytä, koska kehiä on käytetty vain menetelmien tarkkuuksien määrittämiseen. Poiketen kahdesta ensimmäisestä menetelmästä uuden menetelmän tarkkuutta tutkitaan myös teoreettisilla kehillä, jotta niille tehtyjä numeerisen ja analyttisen laskennan tuloksia voidaan vertailla. [10]

4.1 Korotettujen momenttien menetelmä

Liègen yliopiston tutkimuksessa ensimmäiseksi esitetty menetelmä perustuu eurokoodin SFS-EN 1993-1-1 kohdan 5.2.2(5)B menetelmään. Tämän mukaan kehärakenteen vaakasuuntaiset kuormat korotetaan kertoimella, joka ottaa huomioon siirtymätilasta aiheutuvat ekvivalentit vaakavoimat eli toisin sanottuna toisen kertaluvun vaikutukset. Korotuskerroin k_s saadaan eurokoodin mukaisesti laskettua kaavasta: [10] [2]

$$k_s = \frac{1}{1 - \frac{1}{\alpha_{cr}}} \quad (4.1)$$

, missä α_{cr} on kaavan 2.1 tai 2.2 mukainen kerroin, jolla kehää kuormittavat mitoitusvoimat tulee kertoa, jotta kehä menettää kokonaisstabiiliisuutensa.³

³ α_{cr} on sama kuin myöhemmin kaavassa 4.3 esitelty λ_{cr} . Jatkossa käytetään vain merkintää λ_{cr} .

Menetelmässä on kaksi eri vaihetta. Ensimmäinen laskentakierros suoritetaan kehälle, joka on tuettu sivusuunnassa vaakarakenteiden kohdalta. Laskennasta saadaan vaakasuuntaiset tukireaktiot sekä kehän nurkkien taivutusmomentit. Tämän jälkeen sivusuunnan tuennat poistetaan ja kehää kuormitetaan vain ensimmäisestä laskennasta saatujen vaakasuuntaisten tukireaktioiden suuruisilla voimilla. Toinen laskentakierros suoritetaan, mistä saadaan jälleen kehän nurkkien taivutusmomentit selville. Näitä taivutusmomentteja korotetaan kaavasta 4.1 saadulla korotuskertoimella k_s , minkä jälkeen korotettu taivutusmomentti ja ensimmäisen kierroksen laskennasta saatu taivutusmomentti summataan yhteen. Tämä yhteenlaskettu momentti on menetelmässä haettu ”amplified sway moment”, joka ottaa huomioon sekä pystykuormasta että vaakakuormasta aiheutuvat taivutusmomentit. Kun nämä on selvillä, voidaan korotettua momenttia käyttää pilarin yhteisvaikutusdiagrammiin perustuvassa mitoituksessa. Tässä menetelmässä on tärkeää huomata, että vain vaakasuuntaisia kuormia tulee korottaa. Menetelmä ei anna oikeita tuloksia, mikäli korotus tehdään myös pystysuuntaisille, käytännössä aina alaspäin suuntautuville ja siten kehää stabiloiville, voimille. [10]

Tutkimuksessa viitataan eurokoodiin SFS-EN 1993-1-1, kun määritetään menetelmän kelpoisuutta, joka perustuu kertoimen α_{cr} suuruuteen. Normin mukaan korotuskerrointa voidaan käyttää toisen kertaluvun vaikutusten huomioimiseen, kun $\alpha_{cr} \geq 3,0$. Kun $\alpha_{cr} < 3,0$ täytyy toisen kertaluvun vaikutukset ottaa huomioon käyttämällä tarkempaa teoriaa.

Tutkimuksessa tehdään vertailut eri kehien välille ja todetaan, että korotettujen momenttien menetelmällä saadut kriittiset kuormakertoimet eroavat maksimissaan noin 5 % epälineaarisen analyysin arvoihin. Vain yhdessä kehätapauksessa menetelmä oli epävarmalla puolella. Kyseinen kehä on kolmilaivainen monikerroskehä ja tässäkin ero on vain 3,4 %. On myös huomattavaa, että tutkimuksen mukaan betonin halkeilulla ei ole merkittävää vaikutusta kriittiseen kuormaan. Tutkimuksessa todetaan, että kyseistä menetelmää voidaan luotettavasti käyttää sivusiirtävälle kehälle.

Tässä työssä korotettujen momenttien menetelmän mukaiset momentit täytyy muuntaa ominaisarvoiksi, jotta tulosten vertailua voidaan tehdä tämän ja kappaleiden 4.2-4.3 mukaisten menetelmien välillä. Momentit on muunnettu ominaisarvoiksi myös belgialaisten tekemässä tutkimuksessa, mutta tälle ei ole annettu tarkempia ohjeita. Ominaisarvoa voidaan kuitenkin lähestyä kappaleessa 2.2.1 esitetyn momentin ja normaalivoiman yhteisvaikutusdiagrammin kautta. Diagrammissa janan A-D jokaisessa pisteessä liittopilarin käyttöaste momentin ja normaalivoiman yhteisvaikutuksesta on yksi. On huomioitavaa, että tässä työssä käytetään M-N –diagrammin yksinkertaistettua muotoa, mikä tarkoittaa sitä, että todellisuudessa janan A-D pisteissä käyttöasteet ovat hieman alle yksi. Ero tarkkaan arvoon on kuitenkin niin pieni, että tässä työssä tyydytään käyttämään yksinkertaistettua diagrammin muotoa.

Poiketen kappaleessa 2.2.1 esitetyn kaavan 2.38 rajoitusta myös pisteiden B-C-D muodostaman kolmion alue täytyy ottaa ominaisarvon laskennassa huomioon, etteivät tulokset vääristyisi eli sallitaan $\mu_d > 1,0$. Tämän jälkeen pilarin käyttöaste voidaan laskea kaavalla 2.36 käyttäen termin α_M arvona 1,0. Tämä tehdään siitä syystä, jotta menetelmät olisivat vertailukelpoisia, koska myöskään kappaleiden 4.2 ja 4.3 menetelmissä ei pilarin käyttöasteen maksimia rajoiteta mihinkään arvoon eli myös näissä $\alpha_M = 1,0$.

Korotettujen momenttien menetelmän mukainen äärimmäinen ominaisarvo saadaan, kun edellä mainittujen ohjeiden mukaisesti lasketaan pilarin käyttöaste kaavan 2.36 mukaan ja lasketaan tämän käänteisluku. Sama kuuluu kaavamuodossa:

$$\lambda_u = 1 / \left(\frac{M_{Ed, \max}}{\mu_d M_{pl, Rd}} \right) \quad (4.2)$$

4.2 Merchant-Rankine

Toisena menetelmänä Liègen yliopiston tutkimuksessa käsitellään Merchant-Rankine-menetelmä, jolla voidaan arvioida kehän kriittisen kuorman suuruutta. Menetelmä on alkujaan kehitetty empiirisin kokein tutkimalla puhtaita teräskehiä, mutta myöhemmin sille on esitetty myös teoreettista pohjaa sekä sovelluksia liittopilarikehille. [11] Menetelmä ottaa huomioon kehän jäykkä-plastisen sortumisen sekä stabiliteetin menetyksestä johtuvan sortumisen. Tässä kohtaa on tärkeää huomata, että jäykkäplastista sortumista vastaava kuorma ei välttämättä ole sama, kun lasketaan pilarin niin sanottua tyssäntymiskuormaa kaavalla 2.3 tai 2.4. Kehän tapauksessa plastisuusteorian mukainen kriittinen kuorma arvo riippuu plastisten nivelten lukumäärästä ja siitä mihin ne syntyvät. Merchant-Rankien -menetelmän mukainen kehän kriittinen kuorma on:

$$\frac{1}{N_u} = \frac{1}{N_{pl}} + \frac{1}{N_{cr}} \quad (4.3)$$

, missä N_u on kehän kriittinen kuorma
 N_{pl} on kehän plastisuusteorian mukainen kriittinen kuorma
 N_{cr} on kehän kriittinen kuorma stabiilisuuden menetykselle

Kirjallisuudessa kaava 4.3 kirjoitetaan usein muotoon, jossa otetaan mukaan myös kehää rasittavat kuormat. Kuormat oletetaan olevan toisistaan riippuvaisia, eli näiden suhde on suuruuksista riippumatta sama. Näin ollen kehän kuormituksia voidaan kuvata kirjaimella N , joka ei siis kuvaa mitään kehän yksittäistä kuormaa. Tätä käyttämällä voidaan kuitenkin jokaiselle kriittisille kuormalle laskea niitä vastaavat ominaisarvot. Nämä kuvaavat kerrointa, jolla kaikki kehän kuormat täytyy kertoa, jotta kehä sortuu. Ominaisarvot ovat seuraavat ja niiden tarkempi laskenta on esitetty kappaleissa 4.3 ja 4.4:

$$\begin{cases} \lambda_u = \frac{N_u}{N} \\ \lambda_{pl} = \frac{N_{pl}}{N} \\ \lambda_{cr} = \frac{N_{cr}}{N} \end{cases} \quad (4.4)$$

Kehän kuormitukset muokkaavat Merchant-Rankine-kaavaa muotoon: [6]

$$\frac{1}{\lambda_u} = \frac{1}{\lambda_{pl}} + \frac{1}{\lambda_{cr}} \quad (4.5)$$

Plastisuusteorian mukaisen ja nurjahduksesta johtuvan kriittisen ominaisarvojen suhteesta saadaan käsitys kehän kokonaisjäykkyyydestä. Kun suhde $\lambda_{pl}/\lambda_{cr}$ on suuri, tarkoittaa se sitä, että kehä voidaan mieltää hoikaksi. Tämän kaltaisilla kehillä toisen kertaluvun vaikutukset ovat merkittäviä. Vastaavasti $\lambda_{pl}/\lambda_{cr}$ -suhteen ollessa pieni, kehä voidaan luokitella jäykäksi ja kehän kriittinen kuorma vastaa pitkälti ensimmäisen kertaluvun jäykäplastista kuormaa. Kriittisten kuormien suhde voidaan mieltää pieneksi, kun $\lambda_{pl}/\lambda_{cr} < 0,1$ ja tällöin kehän kriittinen kuorma λ_u voidaan olettaa yhtä suureksi kuin plastisuusteorian mukainen kriittinen kuorma λ_{pl} . [10] Määritelmä muistuttaa suuresti aikaisemmin kappaleessa 2 esitettyä kaavaa 2.1, jolla määritetään kehän siirtymätilan vaikutusta toisen kertaluvun voimasuureiden, toisin sanottuna taivutusmomenttien, suuruuteen.

Liègen yliopiston tutkimuksessa esitetään myös muokattu versio Merchant-Rankine-kaavasta, jolla voidaan ottaa huomioon teräksessä vaikuttavan myötölujuuttumisen sekä mahdollisen verhoilun antama positiivinen vaikutus kehän kriittisen kuorman arvoon. Kyseistä versiota Merchant-Rankine-kaavasta ei kuitenkaan käytetä tässä työssä, joten siihen ei syvennytä tämän enempää.

Liègen yliopiston tutkimuksessa käy selväksi, että Merchant-Rankine-menetelmän luotettavuus rakenteen kriittisen kuorman arviointiin, on riippuvainen plastisen mekanismin tyypistä. Mekanismeissa, joissa plastinen nivel syntyy palkkiin (tai ristikkoon), menetelmä on varmalla puolella, mutta mekanismeissa, joissa nivel syntyy pilariin, menetelmä ei ole luotettava. Tutkimuksessa todetaan myös, että mekanismeissa, joissa nivelet syntyvät sekä palkkiin että pilariin, menetelmän tarkkuus on ”riittävä” [10]. Liègen yliopiston tutkimuksessa viitataan useaan otteeseen saman yliopiston toiseen tutkimukseen (Maquoi; Jaspert, 2002), jossa käsitellään teräs- ja liittorakenteiden yksinkertaistettua suunnittelua. Kyseisessä tutkimuksessa todetaan, että kehät, joissa määräävä mekanismi syntyy pilariin muodostuneesta plastisesta nivelestä, eivät yleensä täytä rakenteiden käyttötilan suunnitteluehtoja. Tällaisia on esimerkiksi pilarin maksimisivusiirtymä. [12]

Pilariin syntyvän plastisen nivelen muodostama mekanismi on epävarmalla puolella, koska Merchant-Rankine-kaavan antama kriittinen kuorma ei aina vastaa todellista kriittistä kuormaa. Alkuperäisen tutkimuksen (Demonceau, 2007-2008) mukaan tämä johtuu siitä, että toisen kertaluvun vaikutukset vaikuttavat eri tavalla eri plastisiin mekanismeihin. Yllä olevat asiat huomioon ottaen tutkimuksessa esitetään uusi menetelmä korjaamaan Merchant-Rankine-menetelmässä esiintyvät puutteet, jotka koskevat menetelmän luotettavuutta ja tämän liittymistä kehän jäykkyyteen. Uuteen menetelmään perehdytään seuraavassa kappaleessa. [9]

4.3 Uusi menetelmä

Uusi menetelmä perustuu edellä esitetyn Merchant-Rankine-menetelmän lisäksi myös Ayrton-Perry-laskukaavoihin, joita käytetään eurokoodissa SFS-EN 1993-1-1 laskettaessa pilarin puristuskestävyyttä nurjahduksen suhteen. Kyseiset eurokoodin kaavat 2.18, 2.26-2.28 on esitetty luvussa 2. Liègen yliopiston tutkimuksessa kaavat on muokattu hie- man uuteen muotoon, jotta voidaan tehdä muutokset parantamaan Merchant-Rankine-menetelmän tarkkuutta. Alkuperäiset kaavat ja näiden muunnokset on esitetty alla olevassa taulukossa 4.1.

$N_{Rd, a} = \chi N_{pl, Rd}$ (2.28)	$\lambda_u = \chi \lambda_{pl}$ (4.6)
$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}}$ (2.26)	$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}_{op}^2}}$ (4.7)
$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{N_{pl, Rk}}{N_{cr}}}$ (2.27)	$\bar{\lambda}_{op} = \sqrt{\frac{\lambda_{pl}}{\lambda_{cr}}}$ (4.8)
$\Phi = 0,5 \left[1 + \alpha (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2 \right]$ (2.18)	$\Phi = 0,5 \left[1 + \mu (\bar{\lambda}_{op} - \bar{\lambda}_0) + \bar{\lambda}_{op}^2 \right]$ (4.9)

Taulukko 4.1 Ayrton-Perry-laskukaavojen muunnokset lähdetutkimuksen kaavoihin [10]

Kuten taulukosta 4.1 nähdään, kaavoihin on tehty pieniä muutoksia. Kaavan 2.28 normaalivoimakestävyydet $N_{Rd, a}$ ja $N_{pl, Rd}$ on korvattu uuden menetelmän mukaisessa kaavassa 4.6 kaavan 4.4 mukaisilla ominaisarvoilla λ_u ja λ_{pl} . Kaavassa 2.26 eurokoodin mukainen suhteellisen hoikkuuden arvo on korvattu kaavassa 4.7 lähdetutkimuksen mukaisella suhteellisella hoikkuudella, joka määritetään kaavan 4.8 mukaan. Kyseisessä kaavassa normaalivoimakestävyydet on myöskin korvattu kaavan 4.6 tapaan voimien kuormakertoimilla, jotka ovat kaavan 4.8 tapauksessa λ_{pl} ja λ_{cr} . Viimeisenä lähdetutkimuksessa muokataan eurokoodin mukaista kaavaa 2.18.

Huomioitavaa on, että uudessa menetelmässä on käytetty kaavassa 4.9 esiintyvän termin $\bar{\lambda}_0$ arvona nolla. Termin avulla säädetään nurjahduskäyrien yläpään tasaisen osan pituutta, jossa pienennystekijän arvo on 1,0. Eurokoodissa tämän tasaisen osan pituus on vakioitu

arvoon 0,2 ja tämä käy ilmi eurokoodin EN-1993-1-1 kaavasta 6.49. [2] Termin arvo säädetään uuden menetelmän mukaisessa tarkastelussa kuitenkin nolnaan, koska teräksen myötölujittumista ei menetelmässä oteta huomioon. Sama yksinkertaistus sisältyy myös Merchant-Rankine –menetelmään, joten tulokset ovat tältä osin vertailukelpoisia. [10]

Uuden menetelmän mukana tulevat muutokset perustuvat pitkälti juuri kaavan 2.18 muokkaamiseen, tarkemmin sanottuna epätarkkuustekijän α korvaamiseen parametrilla μ . Kyseinen parametri on riippuvainen sekä siitä lasketaanko teräs- vai liittopilaria että siitä, mihin kohtaan laskettavaan kehään plastinen nivel syntyy. Plastisen nivelen on mahdollista syntyä pilariin, palkkiin tai molempiin yhtä aikaa. Jokaiselle plastiselle mekanismivaihtoehdolle on etsitty Liègen yliopiston tutkimuksessa omat parametrit μ , joita merkitään kyseisessä tutkimuksessa alla olevissa muodoissa.

- Plastinen nivel syntyy pilariin: μ_{panel}
- Plastinen nivel syntyy palkkiin: μ_{beam}
- Plastinen nivel syntyy pilariin ja palkkiin: μ_{combined}

Lähdetutkimuksessa tutkitaan 199 eri kehää epälineaarilla analyysillä, minkä tarkoituksena on saada jokaiselle kehälle niin sanottu referenssitulos, johon uuden menetelmän mukaisia tuloksia voidaan verrata. Tämän jälkeen parametrit μ määritetään yksiselitteisesti jokaista plastista mekanismivaihtoehtoa kohden siten, että referenssituloksen ja uuden menetelmän mukaisen kehän kriittisen kuormakertoimen λ_u ero olisi kaikkien kehien suhteen mahdollisimman pieni. Tutkimuksessa etsitään parametrit μ sekä teräs- että liittopilarikehille. Puhtaille teräsrakenteisille kehille parametrien μ arvot plastisesta mekanismista riippuen ovat:

- $\mu_{\text{beam}} = 0,07$
- $\mu_{\text{combined}} = 0,29$
- $\mu_{\text{panel}} = 0,596$

Liittopilarikehille parametrien μ arvot plastisesta mekanismista riippuen ovat:

- $\mu_{\text{beam}} = 0,02$
- $\mu_{\text{combined}} = 0,42$
- $\mu_{\text{panel}} = 0,7$

Kuten eurokoodin epätarkkuustekijä α myös parametri μ ottaa epäsuorasti huomioon toisen kertaluvun vaikutukset. Tämän vuoksi mekanismeissa, jossa plastinen nivel syntyy palkkiin, parametrin μ arvo on pieni, koska kyseinen sortumatapa ei ole merkittävästi verrannollinen toisen kertaluvun vaikutuksille. Vastaavasti mekanismeissa, jossa nivel syntyy pilariin, parametrin μ arvo on verrattain suuri, koska toisen kertaluvun vaikutukset ovat merkittäviä kyseiselle sortumatavalle. Luonnollisesti kehässä, jossa plastinen nivel syntyy sekä palkkiin että pilariin, parametrin μ arvo on edellä mainittujen välissä.

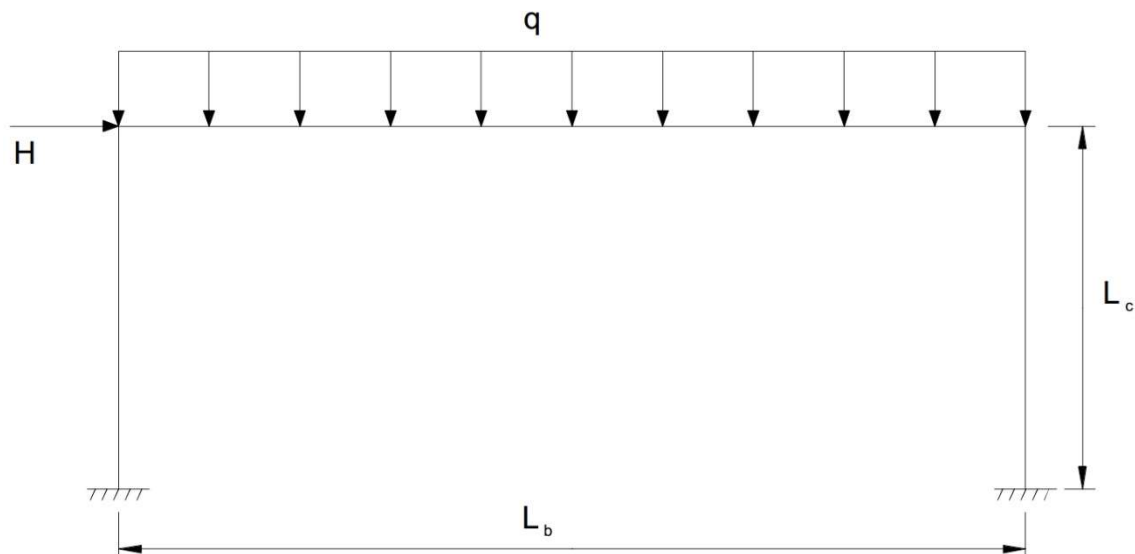
Yllä olevista arvoista huomataan, että teräskehille parametrit μ ovat pienempiä mitä liittopilarikehien vastaavat parametrit (paitsi μ_{beam} , mikä selittyy kyseisen plastisen mekanismityypin vähäisestä riippuvuudesta toisen kertaluvun vaikutuksille). Kaavoista 4.6–4.9 käy selväksi, että mitä suurempi on parametri μ , sitä pienempi on kehän kriittinen kuorma λ_u . Käytännössä tämä tarkoittaa sitä, että jos verrataan teräs- ja liittorakenteisia kehiä, joissa on samat kuormitukset ja plastiset nivelten lukumäärä on sama, teräskehien kriittinen kuorma on suurempi. Tämä johtuu liittorakenteen betonin halkeilulla, joka heikentää pilarin jäykkyyttä. Jäykkyyden pieneminen lisää kehän toisen kertaluvun vaikutuksia, joka taas johtaa pienempään kriittisen kuorman arvoon. Myöhemmin tässä työssä vertaillaan edellä mainitun ilmiön vaikutusta käytännön mitoitukseen ja tutkitaan, mikä teräs- ja liittopilarien ero oikeasti on uudella menetelmällä.

Liègen yliopiston tutkimuksessa esitetään tarkat vertailut Merchant-Rankine-menetelmän ja uuden menetelmän välille. Vertailussa tutkitaan kuinka paljon tulokset eroavat epälineaarisen analyysin antamista tuloksista ja tämän lisäksi myös menetelmien luotettavuutta. Tutkimuksessa käy selväksi, että uuden menetelmän mukaiset tulokset eivät ole vain tarkempia, mutta ne ovat myös luotettavampia. Epävarmalla puolella olevia tapauksia on uuden menetelmän mukaisella analyysillä noin 9 %, kun Merchant-Rankine –teorialla vastaava luku on 38 %. Lisäksi uudella menetelmällä laskettaessa kehän kriittinen kuorma λ_u mahtuu 10 % virhemarginaalin sisään noin 87 % laskentatapauksissa, kun vanhalla teorialla vain noin 27 % tapauksista täyttää tämän rajan.

4.4 Kehän ominaisarvojen laskenta

Tässä kappaleessa on tarkoituksena esittää yksinkertaisen pilari-palkki – kehän kaksi eri ominaisarvon laskentaa: nurjahduksen ominaisarvo λ_{cr} ja plastinen ominaisarvo λ_p . Nurjahduksen ominaisarvo lasketaan käsinlaskennan lisäksi vertailun ja tarkastuksen vuoksi myös erillisellä laskentaohjelmalla. Plastinen ominaisarvo ja plastinen mekanismi määritetään vain käsin. Laskettava kehä ja sen kuormitukset on esitetty alla kuvassa 4.1. Liittopilarit ovat neliön muotoisia, betonitäytteisiä putkipilareita (CFRHS250x250x8 + 4T25) ja palkkirakenteena käytetään HEB1000 I-profiilia. Pilarin putken laatuna käytetään S355J2H, palkille S355J2 ja raudoitteelle käytetään laatua A500HW. Betonin lujuusluokka on C30/37. Raudoitetankojen keskiöetäisyys putken sisäpinnasta on 30mm.

Käytännössä I-profiilia ei olisi taloudellista käyttää laskettavalle kehälle, jonka jänneväli on 20 metriä, vaan oikeasti palkin tilalle täytyisi suunnitella ristikko. Tässä työssä I-profiilia käytetään siitä syystä, että se soveltuu paremmin yksinkertaiseen laskentaan varsinkin, kun erilaisia laskentamenetelmiä on useita. Esimerkiksi plastisen ominaisarvo laskennassa ristikko täytyisi mallintaa yksinkertaisena palkkirakenteena, jolla olisi vain ristikon taivutuskestävyys ja -jäykkyys. Tällaisia muunnoksia käytettäessä virhemahdollisuudet kasvavat, joten yksinkertaisuuden vuoksi laskennassa käytetään I-profiilia.



Kuva 4.1 Laskennassa käytettävä liittopilari-palkki –kehä

Vertailun vuoksi laskenta suoritetaan monelle eri kehälle, joissa geometrian lisäksi myös kuormitustapaukset vaihtelevat. Laskettavia kehiä on yhteensä 9 kappaletta ja niiden geometria- ja kuormitustiedot ovat alla lueteltuina. Kaikkien kehien pilarien ja palkkien profiilit pidetään samoina, jotta vertailu voidaan tehdä tasapuolisesti kaikkien osalta.

Kehä 1:	$L_c=7\text{m}$,	$L_b=20\text{m}$,	$q=40\text{kN/m}$,	$H=50\text{kN}$
Kehä 2:	$L_c=7\text{m}$,	$L_b=20\text{m}$,	$q=50\text{kN/m}$,	$H=40\text{kN}$
Kehä 3:	$L_c=7\text{m}$,	$L_b=20\text{m}$,	$q=60\text{kN/m}$,	$H=30\text{kN}$
Kehä 4:	$L_c=8,5\text{m}$,	$L_b=20\text{m}$,	$q=40\text{kN/m}$,	$H=50\text{kN}$
Kehä 5:	$L_c=8,5\text{m}$,	$L_b=20\text{m}$,	$q=50\text{kN/m}$,	$H=40\text{kN}$
Kehä 6:	$L_c=8,5\text{m}$,	$L_b=20\text{m}$,	$q=60\text{kN/m}$,	$H=30\text{kN}$
Kehä 7:	$L_c=10\text{m}$,	$L_b=20\text{m}$,	$q=40\text{kN/m}$,	$H=50\text{kN}$
Kehä 8:	$L_c=10\text{m}$,	$L_b=20\text{m}$,	$q=50\text{kN/m}$,	$H=40\text{kN}$
Kehä 9:	$L_c=10\text{m}$,	$L_b=20\text{m}$,	$q=60\text{kN/m}$,	$H=30\text{kN}$

4.4.1 Nurjahduksen kriittinen ominaisarvo

Uuden menetelmän mukaisen kehän kriittisen ominaisarvon laskemiseksi täytyy kaavan 4.5 mukaisesti laskea kehän nurjahduksen kriittinen ominaisarvo λ_{cr} , jonka laskentaan käytetään tässä työssä kahta eri tapaa: käsinlaskenta ja FEM-laskentaohjelma. Molemmilla laskentatavoilla on omat hyvät ja huonot puolensa, joten tästä syystä molemmat vaihtoehdot on otettu osaksi tämän työn laskentaosiota. Käsinlaskennalla laskennan kulku on selkeästi laskijan tiedossa ja laskenta pysyy kontrollissa, mutta käytännön suunnitteluun käsinlaskenta on varsinkin monimutkaisten rakenteiden osalta varsin työläs ja hidas. Tämän vuoksi mukaan otetaan myös erillinen laskentaohjelma. Ohjelmia käytettäessä las-

kijan on hyvin hankala päästä laskennan perimmäiseen kulkuun kiinni ja varsinkin raken-
teiden statiikan laskennan kulku jää laskijan ohjelmankäyttökyvyn varaan. Toisin sanot-
tuna laskentaohjelma antaa juuri sen mukaisia laskentatuloksia, joita laskija sinne syöttää.
Näin ollen on hyvä ottaa kaksi erilaista laskentamenetelmää tukemaan toisiensa heik-
kouksia.

Käsinlaskenta

Kehärakenteen nurjahdusta vastaavan kriittisen ominaisarvon N_{cr} laskennassa voidaan
käyttää kappaleen 2.2.2 kaavaa 2.22, jota käytetään myös yksittäisen pilarin tapauksessa,
mutta palkin ja pilarin välisen liitoksen jäykkyyden lisäksi myös palkin vaikutus pilarin
nurjahduspituuteen otetaan huomioon. Normaalissa mitoituksessa pilarin nurjahdusker-
roin K on valittu pilarin tuentatavan, eli liitosten jäykkyyksien, perusteella ennalta mää-
rätystä suositusarvoista. Kertoimen arvo riippuu todellisuudessa liitosten jäykkyyksien
lisäksi myös rakenneosien jäykkyyksistä. Alla on esitetty sivusiirtyvän kehän transken-
danttinen yhtälö, kaava 4.10, josta nurjahduskertoimen K arvo saadaan ratkaistua. Yhtälö
ja sen teoriaa on esitetty American Institute of Steel Constructionin (AISC) tekemän te-
oksen Specification of Steel Buildings kappaleessa C2. [13] Kaava on voimassa kehille,
joiden liitokset ovat täysin jäykkiä. Sivusiirtymättömälle kehälle on kirjallisuudessa esi-
tetty oma yhtälö, mutta sitä ei esitetä tässä työssä.

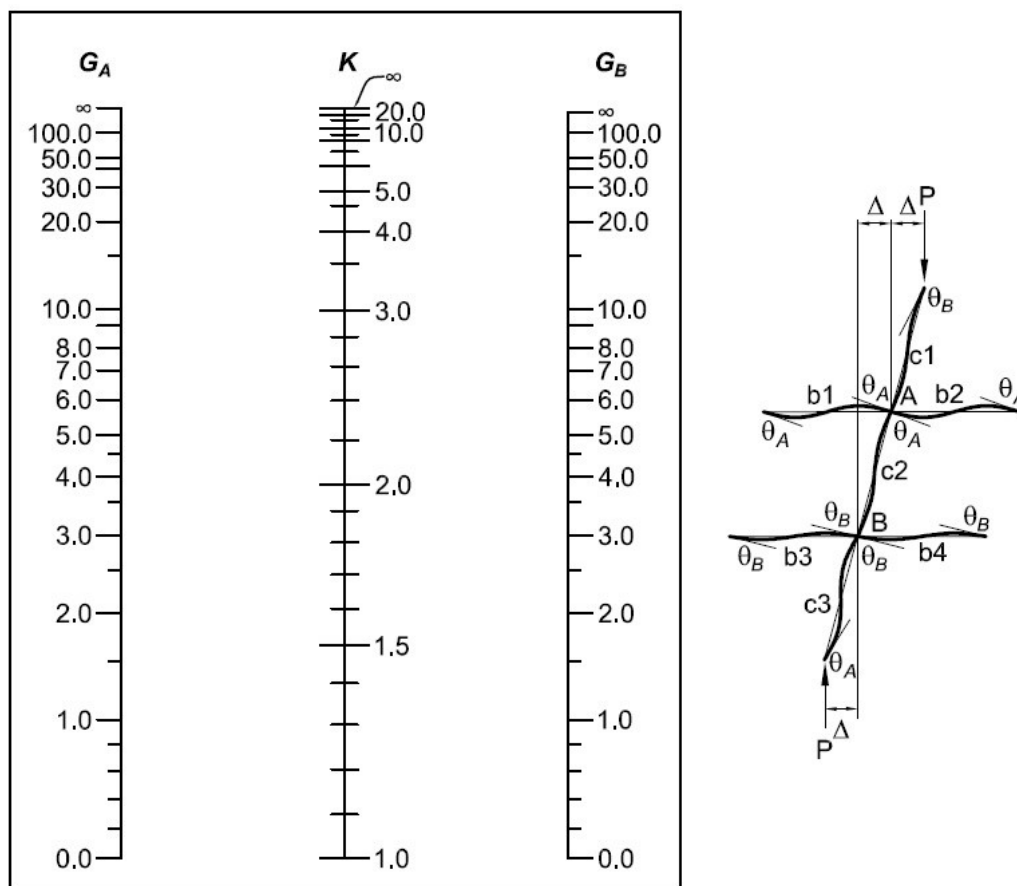
$$\frac{G_A G_B (\pi/K)^2 - 36}{6(G_A + G_B)} - \frac{\pi/K}{\tan(\pi/K)} = 0 \quad (4.10)$$

, missä

$$G = \frac{\sum (E_{pilari} I_{pilari} / L_{pilari})}{\sum (E_{palkki} I_{palkki} / L_{palkki})} \quad (4.11)$$

ja G_A = Pilarin yläpää
 G_B = Pilarin alapää

Koska kaavasta 4.10 on varsin hankala ratkaista nurjahduskertoimen K arvoa, on AISCI-
teoksessa esitetty tähän graafinen esitys, josta kerroin saadaan valittua. Tämä ei kuiten-
kaan sovi käytännön suunnitteluun kovinkaan hyvin, mutta vertailutulosten kannalta se
on kuitenkin hyödyllinen. Nurjahduskertoimen K graafinen esitys rakenneosien jäyk-
kyksien G_A ja G_B perustella on esitetty kuvassa 4.2. [13]



Kuva 4.2 Nurjahduskertoimen K graafinen esitys liittyvien rakenneosien jäykkyyksien perusteella [13]

Yllä olevassa kuvassa jäykkyyksien ääriarvot 0 ja ∞ kuvaavat ideaalisia liitoksia, joita käytetään normaalissa pilarin mitoituksessa. Kun $G=0$, liitos vastaa ideaalijäykkää ja, kun $G=\infty$, liitos on täysin nivel. Esimerkiksi otetaan sivusiirtyvä pilari, jonka alapää on jäykästi tuettu ($G_B=0$) ja yläpäässä on nivel ($G_A=\infty$). Kuvan 5.1 perusteella nurjahduskertoimen K arvo saadaan, kun jäykkyyksien G_A ja G_B väliin piirretään jana ja katsotaan, missä kohtaa tämä leikkaa K -akselin. Esimerkin tapauksessa pilarin nurjahduspituus on $2,0L$, missä L on pilarin pituus. Vertailuna voidaan vielä esitellä tapaus, jossa sivusiirtyvän pilarin molemmat päät ovat jäykästi tuettuja. Tällöin nurjahduskertoimen arvoksi saadaan 1,0, joka on sama mitä eurokoodissa SFS-EN 1992-1-1 kohdassa 5.8.3.2 esitetty arvo vastaavalle pilarille. [4]

Kehän kriittisen nurjahduskuorman laskenta lähtee liikkeelle kaavassa 4.11 olevien termien E , I ja L määrittelyllä sekä pilarille että palkille. Liittopilarin tehollisen taivutusjäykkyyden laskenta voimasuureiden määrittystä varten on esitetty kappaleessa 2 kaavassa 2.25. Hallirakennuksilla palkkirakenteena toimii normaalisti teräsrakenteinen putkiristikko. Tässä työssä käytetään kuitenkin valssattua I-profiilia, jotta rakenne pysyy mahdollisimman yksinkertaisena, minkä myötä myös tulosten analysointi on helpompaa. Käytännössä tällainen ratkaisu ei ole pitkillä jänneväleillä lainkaan taloudellinen, mutta

työn suorituksen kannalta tämä ei kuitenkaan ole merkityksellinen asia, koska pääpaino on pilareiden laskennassa. I-profiilien poikkileikkaussuureet W ja I ovat taulukoituina, joten näitä ei tarvitse itse laskea.

Esitettyjen suureiden ja kaavan 2.22 avulla voidaan laskea sivusiirtyvän, jäykkänurkkaisen kehän nurjahdusta vastaava kriittinen kuorma N_{cr} . Tätä vastaava ominaisarvo λ_{cr} saadaan jakamalla saatu kriittinen kuorma kehää kuormittavalla voimalla N kaavan 4.3 mukaisesti.

Vertailun vuoksi laskenta suoritetaan myös normaaleilla kuvan 2.5 mukaisilla nurjahduskertoimilla, jotta saadaan käsitys nurjahduskertoimen merkityksestä pilarin mitoitukseen. Lisäksi nähdään, kuinka merkittävä rooli palkkirakenteella on pilarin nurjahduskertoimeen. Laskennan tulokset on esitetty kappaleessa 5.

Robot Structural Analysis -ohjelma

Käytännön suunnittelua silmällä pitäen myös tähän työhön otetaan mukaan kolmannen osapuolen laskentaohjelma, jotta voidaan todeta menetelmän sopivan ainakin teoriassa todelliseen suunnittelutyöhön. Tässä työssä laskentaohjelmana toimii Autodeskin Robot Structural Analysis 2015 – ohjelma, johon viitataan myöhemmin tässä työssä vain nimellä Robot. Ohjelma on laajasti käytössä teräsrakenteiden laskenta- ja mitoitusyössä ja tämän perusteella ohjelman voidaan olettaa olevan luotettava myös tämän työn tarkoituksiin. Ohjelman avulla voidaan määrittää monimutkaistenkin rakenteiden voimasuureet ja siirtymät sekä mitoittaa näiden perusteella tarvittavat rakenneosat eurokoodin mukaisesti.

Laskentaohjelmaan kuuluu kuitenkin rajoituksia liittorakenteita koskien. Esimerkiksi liittopilaria ei pystytä mallintamaan betoneineen ja harjateräksineen Robotiin eikä ohjelma sisällä SFS-EN 1994 mukaista liittorakenteiden laskentaa, joten liittopilarin mitoitukseen täytyy käyttää erillistä laskentaohjelmaa. Koska kyseistä laskentaohjelmaa käytetään tässä työssä kuitenkin vain voimasuureiden, tai tarkemmin sanottuna ominaisarvon, määrittämiseen, ei liittorakenteiden puuttuminen ole ylitsepääsemätön ongelma työn suorituksen kannalta. Voimien jakautumiseen vaikuttaa liitosten jäykkyyksien lisäksi myös rakenneosien jäykkyydet. Näin ollen laskentaohjelmaa varten täytyy ennalta lasketun liittopilarin taivutusjäykkyys $(EI)_{eff, II}$ muuntaa teräspilaria vastaavaksi, jotta voimasuureet jakautuvat mahdollisimman samalla lailla liittopilarisiin nähden. Laskentaohjelmassa käytettävän teräspilarin ulkomitoiksi valitaan samat kuin liittopilarilla, mutta teräspilarin seinämävahvuus säädetään siten, että teräspilarin taivutusjäykkyys vastaa liittopilarin taivutusjäykkyyttä.

Kun liittopilari on muunnettu teräspilariksi, laskentaohjelmalla voidaan laskea rakenteen kriittinen ominaisarvo stabiilisuuden menetyksen johdosta. Tähän käytetään Robotin

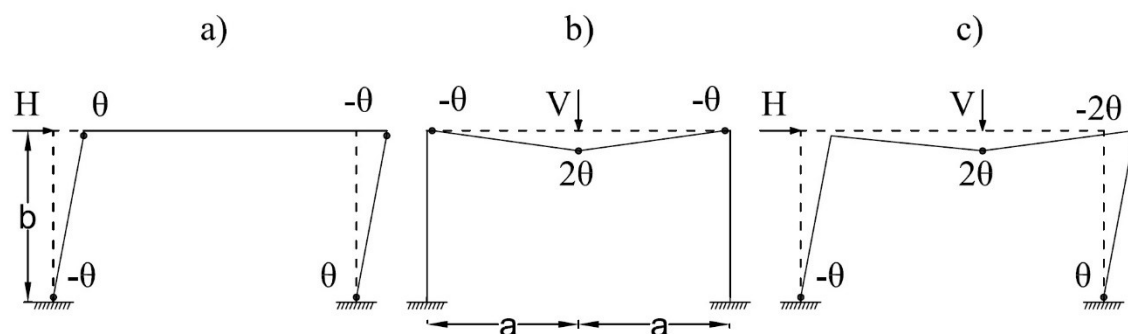
Buckling Analysis – laskentamenetelmää, joka antaa jokaista kuormitustapausta vastaavan ominaisarvon lisäksi myös eri nurjahdusmuotoa (mode) vastaavat ominaisarvot. Tässä työssä kuormitustapauksia on vain yksi, koska laskenta halutaan pitää mahdollisimman yksinkertaisena. Myöhempiä laskentoja varten Robotin antamista nurjahdusmuodoista valitaan luonnollisesti se, jossa ominaisarvo on pienin. Laskennassa pilarit ja palkki on jokainen jaettu viiteen eri laskentaelementtiin. Laskennan tulokset on esitetty kappaleessa 5.

4.4.2 Plastinen ominaisarvo

Uuden menetelmän mukaiseen tarkasteluun kehän kriittisen kuorman arvioimiseksi täytyy edellä esitetyn kehän kriittisen ominaisarvon lisäksi määrittää plastisen mekanismin tyyppi ja tätä vastaava ominaisarvo. Kehän plastisen mekanismin ja kriittisen kuorman määrittäminen perustuu teräksen jäykkäplastiseen analyysiin, jossa kehää kuormitetaan niin pitkään, kunnes ensimmäinen plastinen nivel syntyy. Toisin sanottuna rakenteelle etsitään pienin kuorma eli rajakuorma, jolla plastinen nivel saadaan aikaiseksi. Seuraavaksi esitetään laskennan kulku yksinkertaisen pilari-palkkikehän plastisen ominaisarvon λ_{pl} määrittämiseksi.

Ominaisarvon määrittämiseksi kehän perusgeometrian ja kuormitusten lisäksi rakenteesta on tiedettävä pilareiden ja palkkien plastiset taivutuskestävyydet $M_{pl,Rd,i}$. Tässä työssä pienemmän taivutuskestävyyden omaavan sauvan kestävyys määrätään suuruuteen $1M_{pl}$, johon suurempaa kestävyttä verrataan. Pitkien jännevälien pilari-palkki -kehissä pienempi taivutuskestävyys on normaalisti pilarilla, joka on pääasiassa puristettuna, kun taas palkin täytyy kestää pitkän jännevälin myötä suurta taivutusmomenttia.

Kuten aikaisemmin kappaleessa 4 jo todettiin, yksinkertaisen kehän tapauksessa plastisia mekanismivaihtoehtoja on kolme kappaletta: plastinen nivel syntyy pilariin, palkkiin tai molempiin. Mekanismivaihtoehdot on esitetty kuvassa 4.3.



Kuva 4.3 Plastiset mekanismivaihtoehdot; a) pilarimekanismi b) palkkimekanismi c) yhdistetty mekanismi

Jokaiselle plastiselle mekanismivaihtoehdolle määritetään sitä vastaava ominaisarvo käyttäen sisäisen ja ulkoisen työn lausekkeita, joiden perusteella rakenteelle valitaan plastinen ominaisarvo, joka on pienin. Sisäinen työ muodostuu plastisessa nivelessä syntyvän

virtuaalisen kulmanmuutoksen θ_i ja sitä vastustavan momentin M_{pl} tulosta. Ulkoinen työ muodostuu kulmanmuutoksen myötä syntyvän virtuaalisen sivusiirtymän $L\theta_i$ ja voiman λ tulosta, missä L on voiman momenttivarsi. Mekanismivaihtoehtoa vastaava plastinen ominaisarvo λ_{pl} saadaan ratkaistua yhtälöstä, jossa mekanismin mukaiset yhteenlasketut sisäiset ja ulkoiset työt asetetaan yhtä suuriksi. Kaavamuodossa sisäisen työn W_s ja ulkoisen työn W_u lausekkeet kuuluvat: [14]

$$W_s = \sum_{i=1}^{\infty} M_{pl,i} \theta_i \quad (4.12)$$

$$W_u = \sum_{i=1}^{\infty} \lambda_i L \theta_i \quad (4.13)$$

Tasainen kuorma q voidaan muuntaa ominaisarvon laskentaa varten ekvivalenteiksi pistekuormiksi. Tasainen kuorma jaetaan kolmeen osaan, joista kaksi on suoraan pilareiden päällä ja yksi keskellä palkkia. Pilareiden päällä olevien ekvivalenttien pistekuormien vaikutussuorat ovat pilareiden suuntaiset eivätkä ne näin ollen tee lainkaan ulkoista työtä W_u . Palkin keskellä olevan pistekuorman tekemä ulkoinen työ lasketaan edellä esitellyn kaavan 4.12 mukaan. Palkin keskellä olevan ekvivalentin pistekuorman V suuruus saadaan muunnettua tasaisesta kuormasta kaavalla:

$$V = q(2a)/2 \quad (4.14)$$

,missä $2a$ = palkin pituus

Mekanismia kutsutaan yhdistetyksi mekanismiksi, kun plastinen nivel syntyy sekä palkkiin että pilariin yhtä aikaa. Tällöin laskennassa käytettävä plastisen taivutuskestävyyden arvo määräytyy pienemmän kestävyys omaavan rakenneosan perusteella. Kuten aiemmin todettiin, pilarilla on pitkien jännevälien kehien tapauksissa usein pienempi taivutuskestävyys, joten se määrää useassa tapauksessa yhdistetyn mekanismin taivutuskestävyyden arvon pilarin ja palkin liitoskohdassa. Tästä huolimatta on tärkeää huomata, että perusgeometrian ja rakenneosien taivutuskestävyyksien lisäksi myös kehää rasittavien vaaka- ja pystysuuntaisten kuormien suhteella on suuri merkitys siihen, mihin plastinen nivel muodostuu ensimmäisenä kehässä. Näin ollen ei voida suoraan olettaa nivelen syntyvän ensimmäisenä pilariin, vaikka tällä olisikin merkittävästi pienempi taivutuskestävyys mitä palkilla/ristikolla.

5 TULOSTEN TARKASTELU

Tämän kappaleen tarkoituksena on esitellä kehätapauksittain laskentatulokset eri menetelmille ja tehdä tämän jälkeen vertailua menetelmien välille. Lisäksi tarkoituksena on muodostaa käsitys, siitä kuinka paljon menetelmät tuovat lisäarvoa käytännön suunnittelutyöhön. Näin ollen tuloksien esittelyyn otetaan mukaan myös palotilanteen mitoitus, koska liittopilarien käytännön mitoituksessa usein juuri palotilanne on mitoittava tarkastelu. Toisin sanottuna tämän kappaleen tavoite on muodostaa käsitys millaisia tuloksia uuden menetelmän mukaisella tarkastelulla saavutetaan sivusiirtyvän liittopilarikehän mitoituksessa verrattuna yleisesti käytettyihin menetelmiin.

5.1 Nurjahduksen ominaisarvo

5.1.1 Käsinlaskenta

Käsinlaskenta suoritetaan eri kehätapauksille Excel-laskentana. Laskettavia suureita ovat liittopilarin poikkileikkaussuureiden ja nurjahduksen ominaisarvojen lisäksi pilarin nurjahduspituudet. Liittopilarin tehollinen taivutusjäykkyys $(EI)_{\text{eff, II, c}} = 1,82 \times 10^{13}$ ja palkin taivutusjäykkyys $EI_b = 1,35 \times 10^{15}$. Pilarin taivutusjäykkyys on laskettu liitteessä 1 ja palkin taivutusjäykkyys yleistä on taulukkotietoa. Pilarin alapään liitos perustuksiin oletetaan laskelmissa ideaalijäykäksi, joten kaikissa kehätapauksissa $G_B = 0$. Alla olevassa taulukossa 5.1 on esitetty pilarin yläpään liukukerroin, tai jäykkyysmoduli, G_A , pilarin nurjahduspituus K , pilarin kriittinen kuorma N_{cr} ja nurjahduksen ominaisarvo λ_{cr} .

Taulukko 5.1. Käsinlaskennan laskentasuureet G_A , K , N_{cr} sekä nurjahduksen ominaisarvot λ_{cr} kehätapauksittain

Kehä	1	2	3	4	5	6	7	8	9
G_A	0,038	0,038	0,038	0,032	0,032	0,032	0,027	0,027	0,027
K	1,006	1,006	1,006	1,005	1,005	1,005	1,004	1,004	1,004
N_{cr} [kN]	3619	3619	3619	2460	2460	2460	1780	1780	1780
λ_{cr}	8,42	6,83	5,74	5,72	4,64	3,90	4,14	3,36	2,83

Taulukosta 5.1 nähdään, että nurjahduksen ominaisarvo on suuri kehätapauksissa, joissa pystykuorma on pieni. Vastaavasti tapauksissa, joissa pystykuorma on suuri, ominaisarvo on pieni. Ominaisarvon suuruus riippuu vain pystykuormien suuruuksista, eikä se ota lainkaan huomioon vaakakuormia. Tästä syystä ominaisarvosta voi saada väärän kuvan kehän kestävyyydestä. Oikeastaan λ_{cr} kertoo kehästä vain sen, kuinka suuret pystykuormien aiheuttamien vaakasiirtymien vaikutukset ovat. Esimerkiksi sivusiirtymättömien kehien ($\lambda_{\text{cr}} > 10$) pilareita voi rasittaa vaakavoimista syntyvä suuri taivutusmomentti.

Tämä huomioon ottaen on selvää, että pilarin poikkileikkauksen kestävyys on aina tarkistettava ominaisarvon lisäksi. Tästä syystä nurjahduksen ominaisarvo ei yksinään kerro riittävästi tietoa kehän kokonaiskestävyydestä.

Tuloksista huomataan myös, että kehän 9 ominaisarvo on 2,83 eli se on pienempi kuin eurokoodin antama alaraja 3. Kehätapaus otetaan kuitenkin mukaan jatkolaskentoihin, koska ero on suhteellisen pieni raja-arvoon nähden.

5.1.2 Robot-laskenta

Robot-laskenta suoritettiin erillisinä laskentoina jokaiselle kehätapaukselle. Jokaisesta kehätapauksesta on tutkittu laskentaohjelmalla viisi eri nurjahdusmuotoa ja poikkeuksetta pienimmän ominaisarvon antoi ensimmäinen muoto. Jokaiselle tapaukselle on esitetty kehän momenttipinnat ja jokaista nurjahdusmuotoa vastaavat ominaisarvot liitteessä 3. Alla olevassa taulukossa 5.2 on esitetty laskennan tulokset nurjahduksen ominaisarvojen osalta sekä näiden osuus käsinlaskennan tuloksista. Vertailussa käsinlaskennan tulokset ovat arvoitettu 1,0 suuruiseksi.

Taulukko 5.2. Robot-laskennan mukaiset nurjahduksen ominaisarvot sekä vertailut käsinlaskennan tuloksiin

Kehä	1	2	3	4	5	6	7	8	9
λ_{cr}	8,35	6,78	5,71	5,67	4,61	3,88	4,10	3,33	2,80
Vertailu	0,992	0,993	0,995	0,991	0,994	0,995	0,990	0,991	0,989

Tulokset ovat erittäin lähellä käsinlaskennan tuloksiin nähden. Erot ovat suurimmillaankin prosentin luokkaa eli nurjahduksen ominaisarvon laskenta voidaan suorittaa työn mukaiselle yksinkertaiselle kehälle joko käsin- tai Robot-laskennalla. Jatkossa ei ole mielekästä ottaa molempia laskentatuloksia jatkolaskentoihin, koska erot ovat niin pienet, että näiden vertailu ei enää toisi riittävästi lisäinformaatiota. Voidaankin todeta, että käsinlaskenta on varteenotettava tapa ominaisarvon laskentaan ja jatkossa työssä käytetäänkin vain sen antamia tuloksia.

5.2 Plastinen ominaisarvo

Plastisen ominaisarvon laskenta suoritetaan nurjahduksen ominaisarvon laskennan tavoin Excel-laskentana. Tämän laskentaan täytyy määrittää pilarin ja palkin plastiset taivutuskestävyydet. Liitteessä 1 ja 4 on esitetty pilarin ja palkin plastisten taivutuskestävyyksien laskenta. Pilarille plastiseksi taivutuskestävyydeksi saadaan $M_{pl, Rd, c} = M_p = 335,7 \text{ kNm}$ ja palkille $M_{pl, Rd, b} = 5273,5 \text{ kNm}$. Alla olevassa taulukossa 5.3 on esitetty jokaista kehätapusta ja plastista mekanismivaihtoehtoa kohden (kuva 4.3) plastinen rajakuorma N_p ja sitä vastaava plastinen ominaisarvo λ_p . Rajakuormista on lihavoitu mekanismityyppien

pienin arvo, jonka mukaan ominaisarvo on laskettu. Jokaisen kehätapauksen laskenta esitetään liitteessä 4. Taulukossa Panel tarkoittaa pilarimekanismia, Beam palkkimekanismia ja Comb yhdistettyä mekanismia.

Taulukko 5.3. Plastiset rajakuormat N_p , niitä vastaavat plastisten mekanismien tyypit ja plastiset ominaisarvot λ_p

	1	2	3	4	5	6	7	8	9
$N_{p,beam}$ [kN]	1122	1122	1122	1122	1122	1122	1122	1122	1122
$N_{p,panel}$ [kN]	1650	2542	4028	1359	2093	3318	1155	1779	2820
$N_{p,comb}$ [kN]	1099	1129	1151	1082	1117	1143	1065	1106	1135
$\lambda_{pl,beam}$	2,61	2,12	1,78	2,61	2,12	1,78	2,61	2,12	1,78
$\lambda_{pl,panel}$	3,84	4,80	6,39	3,16	3,95	5,27	2,69	3,36	4,48
$\lambda_{pl,comb}$	2,56	2,13	1,83	2,52	2,11	1,81	2,48	2,09	1,80

Tuloksista huomataan, että kehätapauksissa, joissa on pienimmät tarkasteltavat vaakavoiman H arvo, plastinen nivel syntyy ensimmäisenä poikkeuksesta palkkiin. Tämän lisäksi näissä tapauksissa plastisen rajakuorman ja tätä vastaavan plastisen ominaisarvon suuruudet ovat samat riippumatta pilarien pituuksista. Tämä onkin selvää, kun ottaa huomioon, että plastisen nivelen synnyttyä ensimmäisen palkkiin, ei mekanismissa oteta lainkaan huomioon pilarissa syntyviä ulkoisia ja sisäisiä töitä. Näin ollen pilarin ominaisuuksilla ja kuormilla ei näissä tapauksissa ole merkitystä plastisen ominaisarvon suuruuteen.

Muissa tapauksissa plastisen mekanismin tyyppi vaihtelee palkkimekanismin ja yhdistetyn mekanismin välillä. Laskelmien perusteella pilarimekanismi saavutetaan lähimmin vain tapauksessa, jossa on tarkasteltavista arvoista pisin pilarin pituus $L_c=10\text{m}$ ja suurin vaakavoiman arvo $H=50\text{kN}$. Pilarimekanismi on harvinaisempi tapaus yksinkertaisille sivusiirtyvillä kehillä, koska sivusiirtyvyyteen luokittelu ($\alpha_{cr}<10$) vaatii pilareille suurta rasitustilaa sen kestävyys verrattuna. Tällöin myös palkkirakenne on raskaasti kuormitettu, jolloin palkkimekanismia tai yhdistettyä mekanismia vastaava plastisen raja-kuorman arvo pienenee usein pilarimekanismia vastaavan ominaisarvon alle, jolloin toinen edellä mainitusta kahdesta mekanismivaihtoehdosta tulee mitoittavaksi.

Jotta uuden menetelmän mukaista laskentaa voitaisiin tutkia tarkemmin, otetaan laskentaan mukaan kymmenes kehätapaus, joka on muilta osin sama kuin kehä 7, mutta vaakavoiman arvo kasvatetaan arvoon $H=55\text{kN}$. Tällöin saavutetaan sivusiirtyvä mekanismi ja uuden menetelmän mukaisia arvoja voidaan käyttää myös tälle tapaukselle. Kehän 10 taulukkoa 5.3 vastaavat arvot on esitetty taulukossa 5.4. Kuten kappaleessa 5.1.1 todettiin, eivät kehää rasittavat vaakakuormat vaikuta nurjahduksen ominaisarvon arvoon, joten kehätapaukselle 10 voidaan käyttää samoja λ_{cr} arvoja kuin kehälle 7.

Taulukko 5.4. Plastiset rajakuormat N_p , niitä vastaavat plastisten mekanismien tyypit ja plastiset ominaisarvot λ_p kehätapaukselle 10

	$N_{p,beam}$	$N_{p,panel}$	$N_{p,comb}$	$\lambda_{pl,beam}$	$\lambda_{pl,panel}$	$\lambda_{pl,comb}$
Kehä 10	1122	1050	1054	2,61	2,44	2,45

5.3 Korotettujen momenttien menetelmä

Korotettujen momenttien menetelmän tulokset koostuvat lähinnä kehän eri momenttipintojen tarkastelulla kappaleen 4.1 ohjeiden mukaisesti. Alla olevaan taulukkoon 5.5 on koottu kehätapauksittain ensimmäisen ja toisen laskentakierroksen merkittävimmät momentit $M_{Ed,1}$ ja $M_{Ed,2}$ sekä kaavan 4.1 mukainen korotuskerroin k_s . Korotuskertoimen laskennassa on käytetty käsinlaskennan antamia tuloksia nurjahduksen ominaisarvolle. Tämän työn mukaiselle yksinkertaiselle kehälle suurin momentti syntyy aina oikeanpuoleisen pilarin yläpäähän, jossa pysty- ja vaakakuorman aiheuttamat momentit ovat samansuuntaiset. Näin ollen tämän pisteen momentit on koottu taulukkoon 5.5.

Taulukko 5.5. Korotettujen momenttien menetelmän mukaiset suurimmat momentit $M_{Ed,1}$, $M_{Ed,2}$, korotuskerroin k_s ja yhteenlaskettu momentti M_{tot} .

Kehä	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
$M_{Ed,1}$	102,4	126,1	149,9	85,4	105,2	125,0	73,2	90,2	107,2	73,2
$M_{Ed,2}$	94,1	76,7	59,6	111,7	90,6	69,5	129,6	104,7	79,9	142,1
k_s	1,135	1,172	1,211	1,212	1,275	1,344	1,319	1,424	1,548	1,319
M_{tot}	209,2	216,0	221,7	220,8	220,6	218,4	244,1	239,3	230,8	260,6

Kun korotetut momentit on saatu laskettua, voidaan pilarin plastisen taivutuskestävyyden $M_{pl,Rd}$ ja suhteellisen momentin μ_d avulla laskea niitä vastaava äärimmäinen ominaisarvo λ_u . Alla olevaan taulukkoon 5.6 on kerätty kehätapauksittain suhteellisen momentin μ_d ja ominaisarvon λ_u tulokset. Suhteellisen momentin laskenta on tarkemmin esitetty liitteessä 1.

Taulukko 5.6. Korotettujen momenttien menetelmän mukaiset suhteelliset momentit μ_d ja äärimmäiset ominaisarvot λ_u

Kehä	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
μ_d	1,177	1,148	1,120	1,177	1,148	1,120	1,177	1,148	1,120	1,177
λ_u	1,89	1,78	1,70	1,79	1,75	1,72	1,62	1,61	1,63	1,52

On huomioitavaa, että suhteellisen momentin μ_d suuruus vaihtelee vain kehätapauksien välillä, joiden pystykuorman suuruus on eri. Tämä johtuu siitä syystä, että kaavoissa 2.7, 2.37 ja 2.38 vain N_{Ed} on muuttujana kehätapauksien välillä, koska pilarin profiili pidetään samana kaikissa kehissä.

5.4 Merchant-Rankine

Kun nurjahduksen ominaisarvo λ_{cr} ja plastinen ominaisarvo λ_{pl} on määritetty kehätapauksittain, näiden äärimmäiset ominaisarvot λ_u voidaan laskea Merchant-Rankine –menetelmällä kaavan 4.4 mukaisesti. Taulukossa 5.6 on esitetty käsinlaskennan mukaisilla λ_{cr} arvoilla lasketut äärimmäiset ominaisarvot λ_u .

Taulukko 5.7. Merchant-Rankine –teorian mukaiset äärimmäiset ominaisarvot λ_u käsinlaskennan tuloksia käyttäen

Kehä	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
λ_{cr}	8,45	6,87	5,78	5,74	4,66	3,93	4,15	3,37	2,84	4,15
λ_{pl}	2,56	2,12	1,78	2,52	2,11	1,78	2,48	2,09	1,78	2,44
λ_u	1,96	1,62	1,36	1,75	1,45	1,22	1,55	1,29	1,09	1,54

5.5 Uusi menetelmä

Uuden menetelmän mukaiset äärimmäiset ominaisarvot lasketaan Excelillä kaavojen 4.5-4.8 mukaisesti. Kun nurjahduksen ominaisarvo ja plastinen ominaisarvo on selvillä jokaiselle kehätapaukselle, on äärimmäisen ominaisarvon laskenta hyvin suoraviivainen. Taulukossa 5.8 on esitetty laskentatulokset käsinlaskennan mukaisia ominaisarvoja käyttäen. Taulukoissa on esitetty äärimmäisten ominaisarvojen λ_u lisäksi laskennan välituloksia plastisesta mekanismityypistä riippuvalle epätarkkuustekijälle μ , mittayksiköittömälle suhteelliselle hoikkeudelle $\bar{\lambda}_{op}$, pienennystekijälle χ sekä tämän laskentaan tarvittavalle muuttujalle Φ . Näiden lisäksi taulukon viimeisellä rivillä esitetään myös kuinka suuret uuden menetelmän mukaiset arvot on Merchant-Rankine –menetelmään verrattuna. Merchant-Rankine –menetelmällä saadut ominaisarvot ovat tässä vertailuarvoja eli näiden arvo on 1,0.

Taulukko 5.8. Uuden menetelmän mukaiset äärimmäiset ominaisarvot λ_u käsinlaskennan tuloksia käyttäen

Kehä	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
μ	0,29	0,07	0,07	0,29	0,29	0,07	0,29	0,29	0,07	0,596
λ_{op}	0,550	0,557	0,557	0,661	0,673	0,675	0,771	0,786	0,794	0,741
Φ	0,731	0,674	0,674	0,814	0,824	0,752	0,909	0,923	0,843	0,995
χ	0,825	0,948	0,948	0,775	0,770	0,924	0,719	0,711	0,888	0,603
λ_u	2,11	2,01	1,69	1,95	1,62	1,65	1,78	1,48	1,58	1,44
Vert. M-R	1,077	1,241	1,243	1,114	1,117	1,352	1,148	1,147	1,450	0,935

Taulukoista 5.7 ja 5.8 huomataan, että erot Merchant-Rankine –menetelmän ja uuden menetelmän välillä ovat kehätapauksista riippuen erittäin suuret. Erot ovat suurimmillaan, kun plastinen ominaisarvo määräytyy palkkimekanismin perusteella ja pienimmillään,

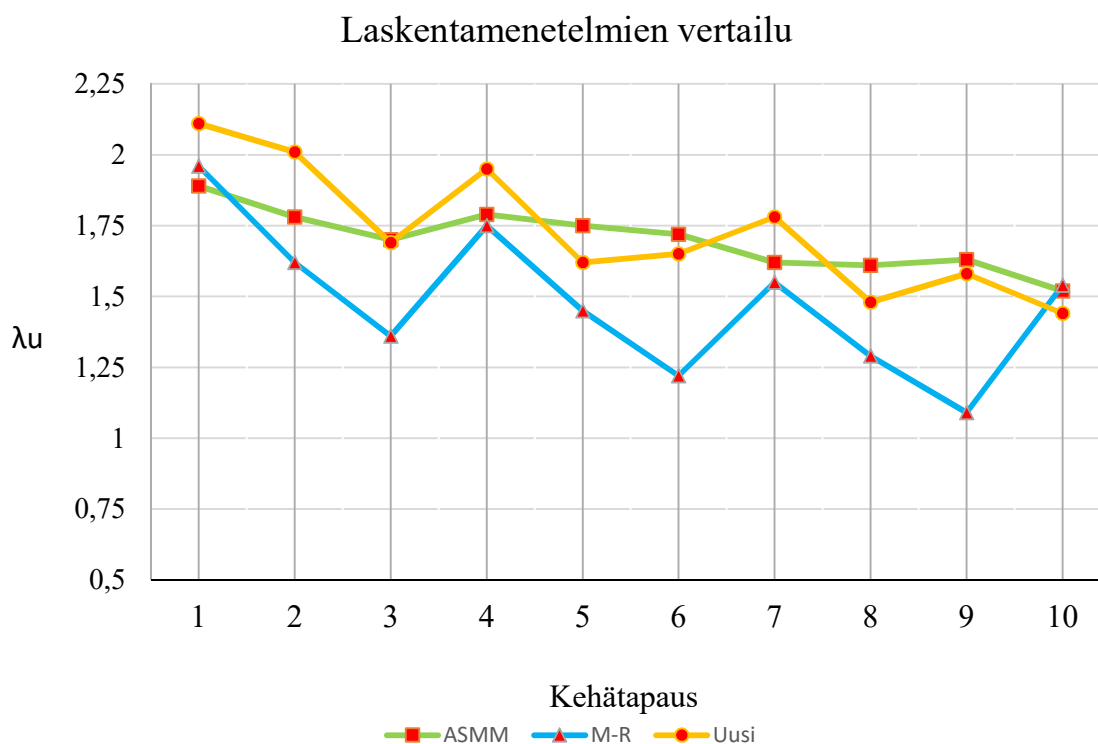
kun ominaisarvo määräytyy pilarimekanismin perusteella. Yhdistetyn mekanismin kehien erot asettuvat kahden edellä mainitun väliin. Tuloksista voidaan päätellä, että Merchant-Rankine antaa palkkimekanismille liian varovaisen arvon, kuten myös yhdistetylle mekanismille, joskin tarkemman kuin palkkimekanismille ja pilarimekanismille liian optimistisen arvon. Päätelmä vastaa täysin belgialaisten tekemää tutkimusta, jossa esitettiin samat päätelmät Merchant-Rankine –menetelmän toimivuudesta mekanismityypistä riippuen. Näin ollen voidaan olettaa, että tässä työssä tehdyt laskelmat ovat samassa linjassa belgialaisten tekemän uuden menetelmän kanssa ja tuloksia voidaan jatkossa käyttää vertailukelpoisina eri menetelmien välillä.

5.6 Vertailu menetelmien välillä

Äärimmäisen ominaisarvon välille saadaan menetelmästä riippuen hyvinkin erisuuruisia arvoja. Suurimmat saadaan korotettujen momenttien ja uuden menetelmien mukaisilla laskennoilla, kun taas Merchant-Rankine -menetelmä antaa varovaisimmat ominaisarvot. Alla olevaan taulukkoon 5.9 on koottu kertaalleen menetelmien mukaiset äärimmäiset ominaisarvot sekä kuvaan 5.1 on havainnollistettu kuvaajan muodossa menetelmien eroavaisuuksia kehätapauksittain.

Taulukko 5.9. Äärimmäiset ominaisarvot λ_u eri menetelmillä laskettuina

λ_u	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
ASMM	1,89	1,78	1,70	1,79	1,75	1,72	1,62	1,61	1,63	1,52
M-R	1,96	1,62	1,36	1,75	1,45	1,22	1,55	1,29	1,09	1,54
Uusi	2,11	2,01	1,69	1,95	1,62	1,65	1,78	1,48	1,58	1,44



Kuva 5.1 Äärimmäiset ominaisarvot λ_u eri menetelmillä laskettuina

Ominaisarvoista huomataan, että Merchant-Rankine ja uuden menetelmän mukaiset tulokset ovat lähes kaikissa kehätapauksissa vastaavanlaisia toisiinsa nähden, kun taas korotettujen momenttien menetelmällä ominaisarvon suuruus tippuu tasaisemmin kehätapauksen numeron kasvaessa. On huomattavaa, että Merchant-Rankine –menetelmällä laskettaessa kehätapauksen 10 ominaisarvo on lähes saman suuruinen kuin kehätapauksen 7, kun taas uuden menetelmän mukaisien ominaisarvoissa on hyvin suuri ero vastaavissa kehätapauksissa. Kehän 10 ominaisarvo on jopa suurempi M-R –menetelmällä laskettaessa, vaikka muissa tapauksissa se on poikkeuksetta uutta menetelmää pienempi. Tämä johtuu siitä syystä, että M-R –menetelmä ei osaa ottaa huomioon kehän todellista murtumismuotoa, kun se liittyy pilarin toisen kertaluvun vaikutuksiin. Tästä syystä pienellä vaakavoiman suurentamisella on vain vähäinen vaikutus kehän ominaisarvoon M-R –menetelmällä, kun taas uudella menetelmällä vaikutus kasvaa hyvinkin paljon.

Kuten edellä jo mainitaan, korotettujen momenttien teorialla laskettaessa ominaisarvon suuruus tippuu tasaisesti kehätapauksen numeron kasvaessa. Erot uuden menetelmän mukaisiin arvoihin on kehätapauksesta riippuen 92-113% välillä, kun uuden menetelmän mukaiset arvot on arvoitettu sadan prosenttiyksikön suuruiseksi. Suurin ero syntyy kehätapauksella 2, kun taas pienin kolmannella kehällä. Suoraa johtopäätöstä tuloksista ei kuitenkaan voi tehdä sen suhteen, mistä erot johtuvat, koska erot vaihtelevat puolelta toiselle kehätapauksien välillä. Menetelmät antavat kuitenkin hyvin samankaltaisia tuloksia, eivätkä erot kasva missään kehätapauksessa hälyttävän suuriksi toisin kuin Mercant-Rankine –menetelmällä.

5.7 Eurokoodin mukaiset pilarin kestävyyydet

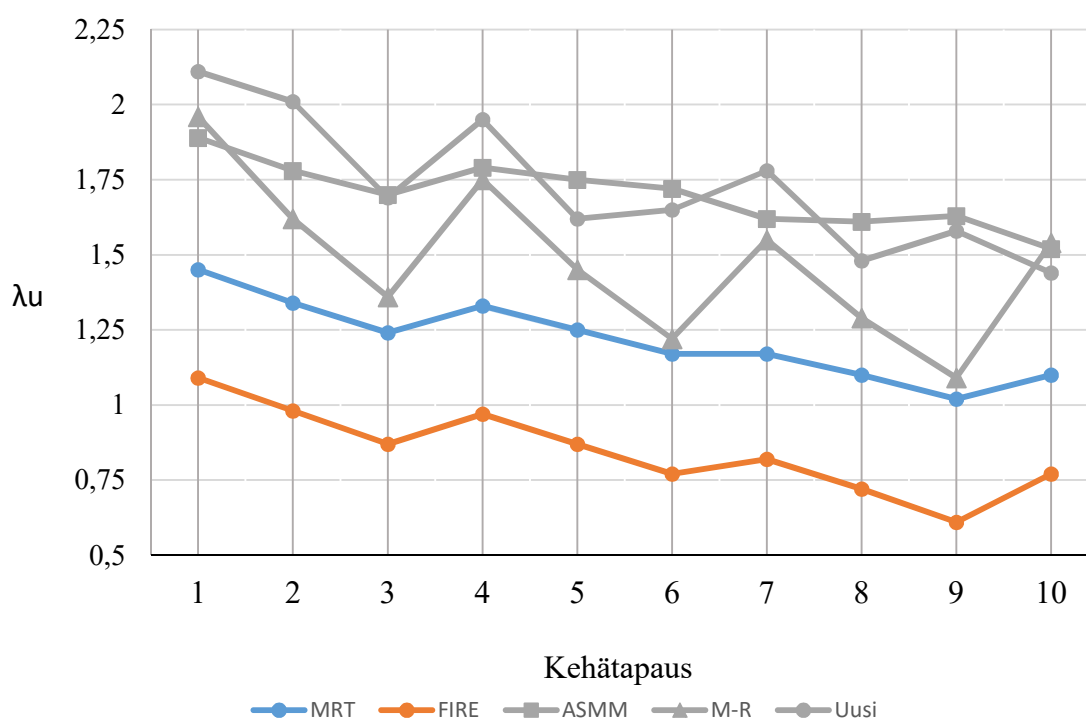
Viimeisenä esitellään tulokset eurokoodin mukaan lasketuille pilarien kestävyydelle. Eurokoodin mukainen tarkastelu rajoittuu pelkästään liittopilarin mitoitukseen ja palkin toiminta on mukana vain yläpään liitoksessa ja tämän myötä vaikuttaa vain pilarin nurjahduspituuteen. Eurokoodin laskenta-, tai oikeammin, mitoitusmenetelmän antamat pilarin kestävyyydet eivät ole muiden tässä työssä käytettävien laskentamenetelmien kanssa suoraan vertailukelpoisia, sillä eurokoodin mukaisessa mitoituksessa muun muassa mitoitusmomentin laskenta sisältää alkukäyryyden laskennan ja toisen kertaluvun vaikutukset otetaan hieman eri tavalla huomioon kuin muissa menetelmissä. Tämän lisäksi suhteellisen momentti on rajoitettu momentin ja normaalivoiman yhteisvaikutusdiagrammiin perustuvassa kestävyystarkastelussa arvoon yksi, kun taas esimerkiksi aiemmin korotettujen momenttien menetelmässä tämä rajoitus poistettiin. Mikäli alkukäyryys ja suhteellisen momentin rajoitus poistettaisiin eurokoodin laskennasta, muodostuisi se lähes identtiseksi korotettujen momenttien menetelmän kanssa, koska vain toisen kertaluvun vaikutusten huomioonottaminen ja tätä myötä mitoitusmomentin laskenta olisi ainut mikä eroaisi näiden kahden menetelmän välillä.

Näin ollen eurokoodin tulokset on esitetty ikään kuin referenssituloksina, joiden tarkoituksena on antaa kokonaisvaltaisempi käsitys muiden menetelmien antamista tuloksista. Alla olevaan taulukkoon 5.10 on koottu kehätapauksittain sekä murtorajatila- että palomitoituksesta saadut ominaisarvot, jotka on muunneltu pilarien yhteisvaikutusdiagrammin antamista hyväksikäyttöasteista samaan tapaan kuin korotettujen momenttien menetelmässä. Lisäksi kuvassa 5.2 on esitetty sama graafisessa muodossa. Palonkestoaikana laskennassa on käytetty 30 minuuttia.

Taulukko 5.10. Eurokoodien EN1994-1-1 ja EN1994-1-2 mukaiset äärimmäiset ominaisarvot λ_u

λ_u	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
MRT	1,45	1,34	1,24	1,33	1,25	1,17	1,17	1,10	1,02	1,10
FIRE	1,09	0,98	0,87	0,97	0,87	0,77	0,82	0,72	0,61	0,77

Laskentamenetelmien vertailu



Kuva 5.2 Ominaisarvojen λ_u vertailu eri menetelmien välillä: Murtorajatila, palo, korotettujen momenttien menetelmä, Merchant-Rankine ja uusi menetelmä

Yllä oleva kuva antaa todenmukaisen kuvan tutkittujen laskentamenetelmien tuloksista. Kuvasta huomataan selvästi, että eurokoodin ominaisarvot ovat selvästi alle kaikkien laskentamenetelmien tuloksia ja palotilanteen ominaisarvot ovat vielä tätäkin alemmat. Palotilanteen tuloksista huomataan, että vain ensimmäinen kehätapaus on eurokoodin palomitoituksen mukaisesti laskettuna sallittu ja sekin vain niukasti. Voidaankin todeta, että sivusiirtyvyyden statuksen saatua kehän pilarin on todella vaikeaa täyttää edes R30 paloluokan mukaisia mitoitussehtoja varsinkin, jos λ_{cr} on paljon arvoa 10 pienempi. Muutoin tulokset eivät luonnollisesti ole suuruuksiltaan kovinkaan yllättäviä, mutta kuvaajista

huomataan, että eurokoodin laskenta laskee tasaisemmin eikä ominaisarvojen muodostamiin käyriin muodostu lainkaan piikkejä. Kuvasta huomataan ainakin varmuudella se, että työssä esiteltyjä laskentamenetelmiä ei sellaisenaan voida käyttää pilarin mitoittamiseen, koska esimerkiksi ilman pilarien alkuepätkätkkuuksia ne antavat liian optimistisia tuloksia pilarin kestävyydelle. Uusi ja korotettujen momenttien menetelmä ovat kuitenkin käyttökelpoisia pohjia pilarin mitoittamiseen, kun mukaan otetaan eurokoodin mukaiset lisäykset epätarkkuuksille.

Kokonaisuudessaan työn tulokset herättävät kysymyksen, johon koko liittopilarin toiminta ja käyttötarkoitus oikeastaan perustuu. Onko sivusiirtyvän liittopilarikehän entistä tarkempi laskenta tarpeen, jos palotilanteen mitoitus tulee lopulta määrääväksi tarkasteluksi jo R30 luokassa? Asia varmasti korostuu entisestään tulevaisuudessa, jos eurokoodiin tulee lisäys sivusiirtyvien pilareiden palomitoittamiseen.

6 YHTEENVETO

Tämän diplomityön päämääränä oli perehtyä liittopilarin toimintaan sivusiirtyvän pilaripalkkikehän osana ja tutkia erilaisia laskentamenetelmiä pilarin kestävyys tarkastelulle. Liittopilarin eurokoodien EN1994-1-1 ja EN1994-1-2 mukaiset mitoitusohjeet käsiteltiin yksityiskohtaisesti sekä murtorajatilan että palotilanteen osalta, jotta saatiin käsitys millaisilla ohjeilla tällä hetkellä sivusiirtyviä liittopilareita mitoitetaan. Työn pääpaino oli kolmen eri laskentamenetelmän tutkimisessa ja vertailussa. Nämä menetelmät on esitelty belgialaisessa Liègen yliopistossa tehdyssä laajamittaisessa tutkimuksessa. Tässä työssä tutkittavat menetelmät olivat korotettujen momenttien menetelmä (ASMM), Merchant-Rankine –menetelmä (M-R) ja viimeisenä lähdetutkimuksessa kehitetty uusi menetelmä. Uuden menetelmän tulokset todennettiin lähdetutkimuksessa luotettaviksi vertaamalla saatuja tuloksia epälineaarilla analyysillä saatuihin tuloksiin. Näin ollen uuden menetelmän antamat tulokset toimivat tässä työssä vertailupohjana kahdelle muulle menetelmälle. Laajempien vertailutulosten valossa laskettavien kehätapausten määrä kasvoi lopulta kymmeneen, missä pilareiden pituuksia ja laskentakuormien suuruuksia säätämällä saatiin aikaan laskentatapaukset, jotka sopivat diplomityön laajuuteen.

Jokaisen laskentamenetelmän päämääränä oli määrittää kehän äärimmäinen ominaisarvo, mikä lähti liikkeelle kehän nurjahduksen ominaisarvon laskennalla. Tähän valittiin käsinlaskennan lisäksi myös Autodeskin Robot Structural Analysis –laskentaohjelma, jotta käsinlaskennan tulokset saatiin tarkastettua. Tarkastus haluttiin ottaa työhön mukaan, koska nurjahduksen ominaisarvo on ensiarvoisen tärkeässä asemassa tulosten vertailun kannalta ominaisarvon sisältyessä jokaiseen vertailtavaan menetelmään. M-R - ja uudessa menetelmässä tarvittiin nurjahduksen ominaisarvon lisäksi myös kehän plastista ominaisarvoa ja sen laskenta tehtiin plastisuusteorian oppien mukaisesti. Lopulta äärimmäisten ominaisarvojen suuruudet saatiin laskettua jokaiselle menetelmälle luvussa 4 esiteltyjen ohjeiden mukaisesti.

Jo nurjahduksen ominaisarvoista huomattiin, että M-R –menetelmä ei sellaisenaan sovellu sivusiirtyvän liittopilarikehän äärimmäisen ominaisarvon laskentaan, koska menetelmä ei ota huomioon kehän todellista murtomuotoa ja tulokset eroavat suuresti uuden menetelmän tuloksista. ASMM:n ja uuden menetelmän antamat äärimmäiset ominaisarvot ovat kuitenkin hyvin lähellä toisiaan ja nämä soveltuvatkin hyvin liittopilarin kestävyys määritykseen murtomuodosta riippumatta. Käytännön suunnittelutyössä niitä ei kuitenkaan voi sellaisenaan käyttää, koska niistä puuttuu eurokoodin mukaiset yksityiskohdat muun muassa epätarkkuuksille. Yleisesti ottaen ne antavat kuitenkin hyvän pohjan sivusiirtyvän liittopilarikehän kestävyys määritykselle. Palotilanteen mitoitukselta huomattiin, että hoikat, sivusiirtyvät pilarit eivät täyttäneet R30 luokan vaatimuksia palotilanteen mitoituksessa.

LÄHTEET

- [1] Liittorakenteiden suunnittelu ja mitoitus, Eurocode 4 -oppikirja BY 58, Suomen Betoniyhdistys ry ja Teräsrakenneyhdistys ry, 2012.
- [2] SFS-EN 1993-1-1. Eurokoodi 3: Teräsrakenteiden suunnittelu. Osa 1-1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt, 2005, Suomen Standardisoimisliitto SFS.
- [3] SFS-EN 1994-1-1. Eurokoodi 4: Betoni-teräs -liittorakenteiden suunnittelu. Osa 1-1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt, 2005, Suomen Standardisoimisliitto SFS.
- [4] SFS-EN 1992-1-1. Eurokoodi 2: Betonirakenteiden suunnittelu. Osa 1-1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt, 2005, Suomen Standardisoimisliitto SFS.
- [5] SFS-ENV 1994-1-1. Eurokoodi 4, esiversio: Betoni-teräs -liittorakenteiden suunnittelu. Osa 1-1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt, 1992, Suomen Standardisoimisliitto SFS.
- [6] SFS-EN 1993-1-8. Eurokoodi 3: Teräsrakenteiden suunnittelu. Osa 1-8: Liitosten mitoitus, 2005, Suomen Standardisoimisliitto SFS.
- [7] SFS-EN 1991-1-2. Eurokoodi 1: Rakenteiden kuormat Osa 1-2: Yleiset kuormat. Palolle altistettujen rakenteiden rasitukset, 2002, Suomen Standardisoimisliitto SFS.
- [8] SFS-EN 1994-1-2. Eurokoodi 4: Betoni-teräs -liittorakenteiden suunnittelu. Osa 1-2: Yleiset säännöt. Rakenteiden palomitoitus, 2006, Suomen Standardisoimisliitto SFS.
- [9] NA SFS-EN 1994-1-2. Kansallinen liite standardiin SFS-EN 1994-1-2 Eurokoodi 4: Betoni-teräs -liittorakenteiden suunnittelu. Osa 1-2: Yleiset säännöt. Rakenteiden palomitoitus, 2007, Suomen Standardisoimisliitto SFS.
- [10] J.-F. Demonceau, Steel and composite frames: Sway response under conventional loading and development of membrane effects in beams further to an exceptional action, Liege: University of Liege, 2008.
- [11] M. R. Horne, Elastic-Plastic Failure Loads of Plane Frames, 1963.

- [12] R. Maquoi ja J.-P. Jaspart, A simple approach for the design of steel and composite sway building frames, 2002.
- [13] AISC, Specification for Structural Steel Buildings, 2005.
- [14] J. Lubliner, Plasticity Theory, 1990.

LIITE 1: LIITTOPILARIN MITOITUS EUROKOODIN MUKAISESTI

Lasketaan yksikerroksisen hallin sivusiirtyvän liittopilarikehän pilari käyttäen eurokoodin mukaista mitoituslaskentaa. Pilarin molemmat päät on päistään jäykästi kiinnitetty. Pilaria kuormittaa pystykuorma $N_{Ed}=500\text{kN}$ ja taivutusmomentti $M_{Ed}=150\text{kNm}$. Pilarin poikkileikkauksena käytetään esimerkkilaskelmissa CFRHS250x250x8 + 4T25. Poikkileikkauksessa käytetään seuraavia materiaaleja: teräsputkelle S355, betonille C30/37 ja raudoitteelle A500HW. Alla on esitetty poikkileikkauksen kestävyyslaskenta.

Poikkileikkauksen alkioiden sivumitat ja putken seinämävahvuus:

$$\begin{aligned} h &= 250\text{mm} & h_c &= h - 2t = 234\text{mm} \\ b &= 250\text{mm} & b_c &= h - 2t = 234\text{mm} \\ t &= 8\text{mm} \end{aligned}$$

Poikkileikkauksen alkioiden pinta-alat:

$$\begin{aligned} A_a &= 7524\text{mm}^2 \\ A_c &= 52669\text{mm}^2 \\ A_s &= 1964\text{mm}^2 \end{aligned}$$

Poikkileikkauksen alkioiden lujuuksien ominaisarvot, osavarmuusluvut ja suunnitteluarvot:

$$\begin{aligned} f_y &= 355\text{MPa} & \gamma_a &= 1,0 & f_{yd} &= f_y / \gamma_a = 355\text{MPa} \\ f_{ck} &= 30\text{MPa} & \gamma_c &= 1,5 & f_{cd} &= f_{ck} / \gamma_c = 20\text{MPa} \\ f_{sk} &= 500\text{MPa} & \gamma_s &= 1,15 & f_{sd} &= f_{sk} / \gamma_s = 435\text{MPa} \end{aligned}$$

Raudoitetankojen lukumäärä ja halkaisija:

$$\begin{aligned} n_s &= 4\text{kpl} \\ \phi_s &= 25\text{mm} \\ u_s &= 30\text{mm} \end{aligned}$$

Kappaleen 2.2.1 ehto putken sivumitan h ja seinämäpaksuuden t suhde:

$$h/t = 31,25 < 52 * \sqrt{\frac{235\text{MPa}}{355\text{MPa}}} = 42,31 \quad \text{OK}$$

Putken sulkemisvaikutusta ei oteta huomioon neliöputkella.

Liittopilarin plastinen puristuskestävyys $N_{pl, Rd}$, kaava 2.3:

$$\begin{aligned} N_{pl, Rd} &= A_a f_{yd} + \alpha_{cc} A_c f_{cd} + A_s f_{sd} \\ &= 7524\text{mm}^2 * 355\text{MPa} + 1,0 * 52669\text{mm}^2 * 20\text{MPa} + 1964\text{mm}^2 * 435\text{MPa} \\ &= 4578\text{kN} \end{aligned}$$

Teräsoakerroin δ_a , kaava 2.6:

$$\delta_a = A_a f_{yd} / N_{pl, Rd} = 7524 \text{ mm}^2 \cdot 355 \text{ MPa} / 4578 \cdot 10^3 \text{ N} = 0,583$$

$$0,2 \leq \delta_a \leq 0,9$$

OK

Betonioakerroin χ_c , kaava 2.7:

$$\chi_c = \alpha_{cc} A_c f_{cd} / N_{pl, Rd} = 1,0 \cdot 52669 \text{ mm}^2 \cdot 20 \text{ MPa} / 4578 \cdot 10^3 \text{ N} = 0,230$$

Poikkileikkauksen alkioiden plastiset taivutuskestävyydet, kaava 2.13:

$$W_{ps} = \frac{A_s - A_{so}}{2} (h_c - 2u_s) = ((1964 \text{ mm}^2 - 0) / 2) \cdot (234 \text{ mm} - 2 \cdot 30 \text{ mm}) = 170824 \text{ mm}^3$$

$$W_{pc} = \frac{1}{4} b_c h_c^2 - W_{ps} = 0,25 \cdot (234 \text{ mm})^3 - 170824 \text{ mm}^3 = 3018271 \text{ mm}^3$$

$$W_{pa} = \frac{1}{4} b h^2 - W_{pc} - W_{ps} = 0,25 \cdot (250 \text{ mm})^3 - 3018271 \text{ mm}^3 - 170824 \text{ mm}^3 = 675769 \text{ mm}^3$$

Poikkileikkauksen alkioiden plastiset taivutuskestävyydet korkeuden $2h_n$ olevan alueen sisällä, kaava 2.14:

$$\begin{aligned} h_n &= \frac{A_c f_{cd}}{2b f_{cd} + 4t(2f_{yd} - f_{cd})} \\ &= (52669 \text{ mm}^2 \cdot 20 \text{ MPa}) / (2 \cdot 250 \text{ mm} \cdot 20 \text{ MPa} + 4 \cdot 8 \text{ mm} (2 \cdot 355 \text{ MPa} - 20 \text{ MPa})) \\ &= 32,8 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$W_{pcn} = b_c h_n^2 = 234 \text{ mm} \cdot (32,8 \text{ mm})^2 = 252299 \text{ mm}^3$$

$$W_{pan} = b h_n^2 - W_{pcn} = 250 \text{ mm} \cdot (32,8 \text{ mm})^2 - 252299 \text{ mm}^3 = 17251 \text{ mm}^3$$

Poikkileikkauksen alkioiden jäyhyysmomentit, kaava 2.15:

$$I_s = \sum e_s^2 A_{s1} = ((234 \text{ mm} - 2 \cdot 30 \text{ mm}) / 2)^2 \cdot 1964 \text{ mm}^2 = 14861697 \text{ mm}^4$$

$$I_c = \frac{b_c h_n^3}{12} - I_s = (234 \text{ mm})^4 / 12 - 14861697 \text{ mm}^4 = 233373842 \text{ mm}^4$$

$$I_a = \frac{b h^3}{12} - I_c - I_s = (250 \text{ mm})^4 / 12 - 233373842 \text{ mm}^4 - 14861697 \text{ mm}^4 = 72292049 \text{ mm}^4$$

Poikkileikkauksen plastinen taivutuskestävyys korkeuden $2h_n$ sisällä, $M_{n, Rd}$, kaava 2.11:

$$\begin{aligned} M_{n, Rd} &= W_{pan} f_{yd} + W_{psn} f_{sd} + W_{pcn} f_{cd} / 2 \\ &= 17251 \text{ mm}^3 \cdot 355 \text{ MPa} + 0 + 252299 \text{ mm}^3 \cdot 20 \text{ MPa} / 2 = 8,7 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Poikkileikkauksen suurin plastinen taivutuskestävyys $M_{max, Rd}$, kaava 2.10:

$$\begin{aligned} M_{max, Rd} &= W_{pa} f_{yd} + W_{ps} f_{sd} + W_{pc} f_{cd} / 2 \\ &= 675769 \text{ mm}^3 \cdot 355 \text{ MPa} + 170824 \text{ mm}^3 \cdot 435 \text{ MPa} + 3018271 \text{ mm}^3 \cdot 20 \text{ MPa} / 2 \\ &= 344,4 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Poikkileikkauksen plastinen taivutuskestävyys $M_{pl, Rd}$, kaava 2.9:

$$M_{pl, Rd} = M_{max, Rd} - M_{n, Rd} = 344,4 \text{ kNm} - 8,7 \text{ kNm} = 335,7 \text{ kNm}$$

Pilarin nurjahduskestävyys

Pilarin systeemipituus $L=7\text{m}$. Molemmista päistään jäykästi kiinni olevan sivusiirtyvän pilarin nurjahduspituus $L_c=1,0L$ eli $L_c=7\text{m}$, kuva 2.5.

Liittopilarin poikkileikkauksen plastisen puristuskestävyyden ominaisarvo, kaava 2.21:

$$\begin{aligned} N_{pl, Rk} &= A_a f_{yk} + \alpha_{cc} A_c f_{ck} + A_s f_{sk} \\ &= 7524\text{mm}^2 \cdot 355\text{MPa} + 1,0 \cdot 52669\text{mm}^2 \cdot 30\text{MPa} + 1964\text{mm}^2 \cdot 500\text{MPa} \\ &= 5233\text{kN} \end{aligned}$$

Seuraavaksi lasketaan kimmoteorian mukainen pilarin kriittinen kuorma $N_{pl, Rk}$ kaavan 2.22 mukaisesti. Tämän laskentaan täytyy kuitenkin selvittää ensin kaavojen 2.23 ja 2.24 pilarin tehollinen taivutusjäykkyys $(EI)_{\text{eff}}$ ja betonin tehollinen kimmokerroin $E_{c, \text{eff}}$.

$$E_{c, \text{eff}} = \frac{E_{cm}}{1 + \varphi_t \left(\frac{N_{G, Ed}}{N_{Ed}} \right)} = \frac{22 \cdot 10^3 \cdot [(30\text{MPa} + 8)/10]^{0,3}}{1 + 2 \cdot \left(\frac{1}{2} \right)} = 16418\text{MPa}$$

$$\begin{aligned} (EI)_{\text{eff}} &= E_a I_a + E_s I_s + 0,6 E_{c, \text{eff}} I_c \\ &= 210000\text{MPa} \cdot 72292049\text{mm}^4 + 210000\text{MPa} \cdot 14861697\text{mm}^4 + \\ &\quad 0,6 \cdot 16418\text{MPa} \cdot 233373842\text{mm}^4 \\ &= 2,06 \cdot 10^{13} \text{ Nmm}^2 \end{aligned}$$

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 (EI)_{\text{eff}}}{L_c^2} = (\pi^2 \cdot 2,06 \cdot 10^{13} \text{ Nmm}^2) / (7000\text{mm})^2 = 4150\text{kN}$$

Pilarin suhteellinen hoikkuus $\bar{\lambda}$, kaava 2.19:

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{N_{pl, Rk}}{N_{cr}}} = \sqrt{\frac{5233\text{kN}}{4150\text{kN}}} = 1,123$$

Pilarin raudoitussuhde ρ_s , kaava 2.26:

$$\rho_s = A_s / A_c = 1964\text{mm}^2 / 52669\text{mm}^2 = 0,0373$$

Raudoitussuhteen perusteella nurjahduskäyräksi valikoituu b ja pilarin alkukäyrydeksi $e_0 = L/200 = 7000\text{mm}/200 = 35\text{mm}$.

Puristuskestävyyden pienennystekijä χ lasketaan kaavalla 2.27, mutta tämän laskentaan tarvitaan kaavan 2.28 termi Φ :

$$\Phi = 0,5 \left[1 + \alpha (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2 \right] = 0,5 [1 + 0,34(1,123 - 0,2) + 1,123^2] = 1,287$$

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \chi^2}} = \frac{1}{1,287 + \sqrt{1,287^2 - 1,123^2}} = 0,522$$

Pilarin nurjahduskestävyys $N_{Rd, a}$, kaava 2.29:

$$N_{Rd, a} = \chi N_{pl, Rd} = 0,522 * 4578 \text{ kN} = 2388 \text{ kN}$$

Pilarin hyväksikäyttöaste nurjahduksen suhteen on:

$$N_{Ed}/N_{Rd, a} = 500 \text{ kN} / 2388 \text{ kN} = 0,21$$

Tarkistetaan vielä pilarin ehto sivusiirtävyydelle, kaava 2.1:

$$\alpha_{cr} = N_{cr}/N_{Ed} = 4150 \text{ kN} / 500 \text{ kN} = 8,30$$

Tämän perusteella pilari luokitellaan sivusiirtyväksi, joten toisen kertaluvun vaikutukset täytyy ottaa huomioon.

Pilarin kestävyys momentin ja normaalivoiman yhteisvaikutukselle

Pilaria rasittava taivutusmomentti syntyy vaakasuuntaisista voimista (tuulikuormasta), joten $\beta_m = 1,0$.

Ensimmäisen kertaluvun mitoitusmomentti $M_{Ed, I}$, kaava 2.30:

$$M_{Ed, I} = \beta_m M_{Ed} + N_{Ed} e_0 = 1,0 * 150 \text{ kNm} + 500 \text{ kN} * 0,035 \text{ m} = 167,5 \text{ kNm}$$

Voimasuureita laskettaessa liittopilarin tehollinen taivutuskestävyys, kaava 2.25:

$$\begin{aligned} (EI)_{\text{eff, II}} &= 0,9(E_a I_a + E_s I_s + 0,5 E_{c, \text{eff}} I_c) \\ &= 0,9 * (210000 \text{ MPa} * 72292049 \text{ mm}^4 + 210000 \text{ MPa} * 14861697 \text{ mm}^4 + \\ &\quad 0,5 * 16418 \text{ MPa} * 233373842 \text{ mm}^4) \\ &= 1,82 * 10^{13} \text{ Nmm}^2 \end{aligned}$$

$$N_{cr, \text{eff}} = \frac{\pi^2 (EI)_{\text{eff, II}}}{L_c^2} = (\pi^2 * 1,82 * 10^{13} \text{ Nmm}^2) / (7000 \text{ mm})^2 = 3665 \text{ kN}$$

$$k_m = \frac{1}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr, \text{eff}}}} = \frac{1}{1 - \frac{500 \text{ kN}}{3665 \text{ kN}}} = 1,158$$

Mitoitusmomentti $M_{Ed, \text{max}}$, kaava 2.35:

$$M_{Ed, \text{max}} = \max \{k_m M_{Ed, I}; M_{Ed}\} = \max \{1,158 * 167,5 \text{ kNm}; 150 \text{ kN}\} = 194,0 \text{ kNm}$$

Suhteellinen normaalivoima χ_d , kaava 2.37:

$$\chi_d = N_{Ed}/N_{pl,Rd} = 500\text{kN}/4578\text{kN} = 0,109$$

Suhteellinen momentti μ_d , kaava 2.38:

$$\mu_d = \min\left\{\frac{\chi_d - 1}{\chi_c - 1}; 1,0\right\} = \min\{(0,109 - 1)/(0,230 - 1); 1,0\} = \min\{1,157; 1,0\} = 1,0$$

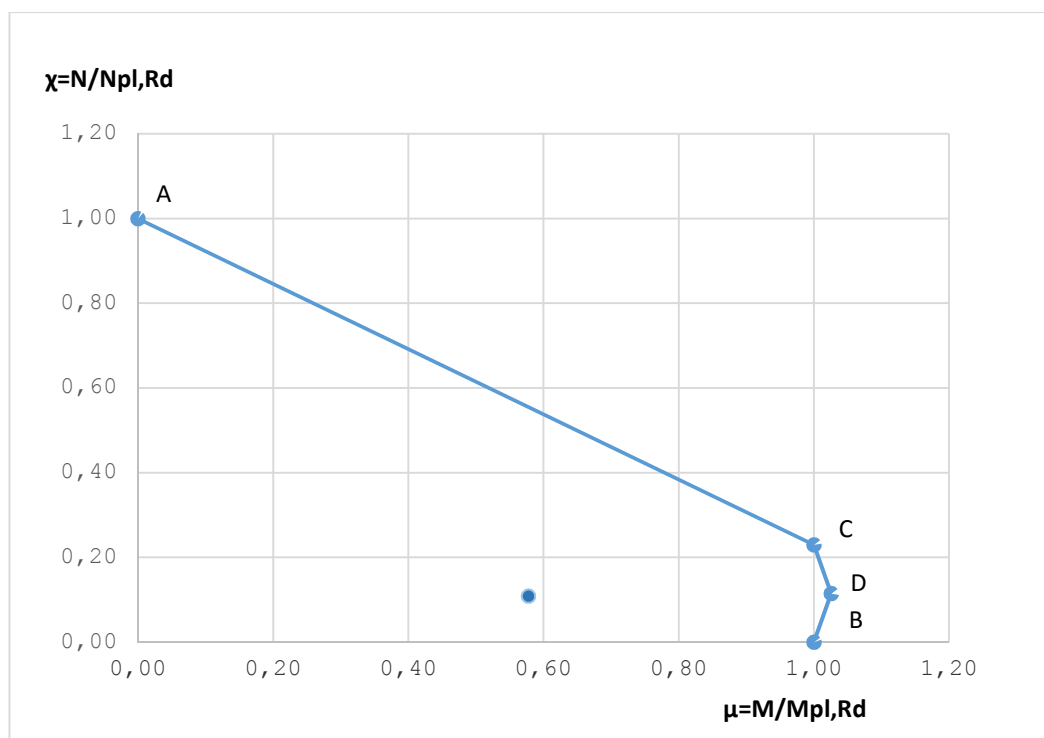
Taivutusmomentin ja normaalivoiman yhteisvaikutuksen ehto, kaava 2.36:

$$\frac{M_{Ed, \max}}{\mu_d M_{pl, Rd}} \leq \alpha_M$$

$$\frac{194,0\text{kNm}}{1,0 \cdot 335,7\text{kNm}} = 0,578 \leq 0,9$$

Määritetään poikkileikkauksen M-N –yhteisvaikutusdiagrammi käyttäen kappaleen 2.2.1 ohjeistusta:

Piste A:	$\chi = 1,0$	$\mu = 0,0$
Piste B:	$\chi = 0,0$	$\mu = 1,0$
Piste C:	$\chi = 0,230$	$\mu = 1,0$
Piste D:	$\chi = 0,115$	$\mu = 1,03$
	$\chi_d = 0,109$	$\mu_{Ed} = 0,578$



Kuva 1 Esimerkkilaskelman liittopilarin M-N -yhteisvaikutusdiagrammi

LIITE 2: LIITTOPILARIN PALOMITOITUS EUROKOODIN MUKAISESTI

Suoritetaan liitteen 1 mukaiselle liittopilarille eurokoodin mukainen palomitoitus. Oletetaan, että laskettavaa kehää tukee palotilanteessa sen vierekkäiset kehät, jolloin pilari on sivusuunnassa tuettu. Palonkesto-aika on 30 minuuttia ja palomallina käytetään standardipaloa. Pilaria kuormittaa palotilanteessa pystykuorma $N_{Ed, fi}=330\text{kN}$ ja taivutumomentti $M_{Ed, fi}=100\text{kNm}$. Määritetään ensimmäisenä poikkileikkauksen alkioiden lämpötilat 30 minuutin palossa.

Neliöputkiprofiilin keskimääräinen lämpötila saadaan taulukosta 3.2:

$$\theta_a = 644,1\text{ }^{\circ}\text{C}$$

Raudoitteiden keskimääräiset lämpötilat saadaan taulukosta 3.5:

$$\theta_s = 287,0\text{ }^{\circ}\text{C}$$

Betonin ekvivalentti lämpötila saadaan kaavasta 3.3:

$$\begin{aligned}\theta_{c, \text{equ}, 30} &= 779 - 2,6754b + 0,0032b^2 = 779 - 2,6854 \text{ 1/mm} * 250\text{mm} + 0,0032 \text{ 1/mm} * (250\text{mm})^2 \\ &= 310,2\text{ }^{\circ}\text{C}\end{aligned}$$

Putkiprofiilille ja raudoitteelle lasketaan laskettuja lämpötiloja vastaavat pienennetyt lujuudet $f_{ya, \theta}$, $f_{ys, \theta}$ ja kimmomoduulit $E_{a, \theta}$, $E_{s, \theta}$ käyttämällä taulukon 3.9 pienennyskertoimia $k_{ya, \theta}$, $k_{ys, \theta}$, $k_{Ea, \theta}$, $k_{Es, \theta}$ ja sijoittamalla ne kaavoihin 3.4 ja 3.5. Taulukon arvot interpoloidaan.

$$k_{ya, \theta} = 0,364$$

$$k_{ys, \theta} = 1,0$$

$$f_{ya, \theta} = k_{ya, \theta} * f_{yk} = 0,364 * 355\text{MPa} = 129,3\text{MPa}$$

$$f_{ys, \theta} = k_{ys, \theta} * f_{sk} = 1,0 * 500\text{MPa} = 500\text{MPa}$$

$$k_{Ea, \theta} = 0,231$$

$$k_{Es, \theta} = 0,813$$

$$E_{a, \theta} = k_{Ea, \theta} * E_a = 0,231 * 210000\text{MPa} = 48428\text{MPa}$$

$$E_{s, \theta} = k_{Es, \theta} * E_s = 0,813 * 210000\text{MPa} = 170730\text{MPa}$$

Betonille lasketaan laskettua lämpötilaa vastaava lujuus $f_{c, \theta}$ ja kimmomoduuli $E_{c, sec, \theta}$ käyttämällä taulukon 3.10 pienennyskertoimia $k_{c, \theta}$, $k_{\epsilon, \theta}$ ja sijoittamalla ne kaavoihin 3.6 ja 3.7. Taulukon arvot interpoloidaan.

$$k_{c, \theta} = 0,840$$

$$k_{\epsilon, \theta} = 2,922$$

$$f_{c, \theta} = k_{c, \theta} \cdot f_{ck} = 25,2 \text{ MPa}$$

$$E_{c, sec, \theta} = \frac{k_{c, \theta} f_{ck}}{k_{\epsilon, \theta} \epsilon_{cl}} = \frac{0,840 \cdot 30 \text{ MPa}}{2,922 \cdot 0,0025} = 3449 \text{ MPa}$$

Taivutuskestävyys palotilanteessa

Palotilanteessa korkeus $2h_n$ muuttuu lujuuksien pienenemisen seurauksena. Lasketaan palotilannetta vastaava korkeus h_n ja tämän myötä $W_{pcn, fi}$ ja $W_{pan, fi}$:

$$\begin{aligned} h_{n, fi} &= \frac{A_c f_{c, \theta}}{2b f_{c, \theta} + 4t(2f_{ya, \theta} - f_{c, \theta})} \\ &= (52669 \text{ mm}^2 \cdot 25,2 \text{ MPa}) / (2 \cdot 250 \text{ mm} \cdot 25,2 \text{ MPa} + 4 \cdot 8 \text{ mm} (2 \cdot 129,3 \text{ MPa} - 25,2 \text{ MPa})) \\ &= 66,1 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$W_{pcn, fi} = b_{c, \theta} h_{n, fi}^2 = 234 \text{ mm} \cdot (66,1 \text{ mm})^2 = 1023528 \text{ mm}^3$$

$$W_{pan, fi} = b h_{n, fi}^2 - W_{pcn, fi} = 250 \text{ mm} \cdot (66,1 \text{ mm})^2 - 1023528 \text{ mm}^3 = 69985 \text{ mm}^3$$

Poikkileikkauksen plastinen taivutuskestävyys korkeuden $2h_n$ sisällä palotilanteessa, $M_{n, Rd, fi}$, kaava 2.11 palotilanteen lujuuksilla ja taivutusjäykkyyksillä:

$$\begin{aligned} M_{n, Rd, fi} &= W_{pan, fi} f_{ya, \theta} + W_{psn, fi} f_{ys, \theta} + W_{pcn, fi} f_{c, \theta} / 2 \\ &= 69985 \text{ mm}^3 \cdot 129,3 \text{ MPa} + 0 + 1023528 \text{ mm}^3 \cdot 25,2 \text{ MPa} / 2 \\ &= 21,9 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Poikkileikkauksen suurin plastinen taivutuskestävyys palotilanteessa $M_{max, Rd, fi}$, kaava 2.10 palotilanteen lujuuksilla ja taivutusjäykkyyksillä:

$$\begin{aligned} M_{max, Rd, fi} &= W_{pa} f_{ya, \theta} + W_{ps} f_{ys, \theta} + W_{pc} f_{c, \theta} / 2 \\ &= 675769 \text{ mm}^3 \cdot 129,3 \text{ MPa} + 170824 \text{ mm}^3 \cdot 500 \text{ MPa} + 3018271 \text{ mm}^3 \cdot 25,2 \text{ MPa} / 2 \\ &= 210,8 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Poikkileikkauksen plastinen taivutuskestävyys palotilanteessa $M_{pl, Rd, fi}$, kaava 2.9 palotilanteen taivutuskestävyyksillä:

$$\begin{aligned} M_{pl, Rd, fi} &= M_{max, Rd, fi} - M_{n, Rd, fi} = 210,8 \text{ kNm} - 21,9 \text{ kNm} = \\ &= 188,9 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Pilarin nurjahduskestävyys palotilanteessa

Pilarin nurjahduspituus palon aikana $L_{e,\theta}=0,7L=0,7*7\text{m}=4,9\text{m}$.

Liittopilarin poikkileikkauksen plastisen puristuskestävyys palotilanteessa, kaava 3.11:

$$\begin{aligned} N_{pl, Rk, fi} &= A_a f_{ya, \theta} + A_c f_{c, \theta} + A_s f_{ys, \theta} \\ &= 7524\text{mm}^2 * 129,3\text{MPa} + 52669\text{mm}^2 * 25,2\text{MPa} + 1964\text{mm}^2 * 500\text{MPa} \\ &= 3281\text{kN} \end{aligned}$$

Pilarin tehollinen taivutusjäykkyys $(EI)_{eff, fi}$ palotilanteessa lasketaan kaavan 3.12 mukaisesti käyttämällä sovituskertoimia $\varphi_{a, \theta}$, $\varphi_{s, \theta}$ ja $\varphi_{c, \theta}$. Putkiprofiilin sovituserroin $\varphi_{a, \theta}$ saadaan taulukosta 3.11, raudoitteen sovituserroin $\varphi_{s, \theta}$ taulukosta 3.12 ja betonin sovituserroin on vakio, $\varphi_{c, \theta}=1,2$.

$$\begin{aligned} (EI)_{eff, fi} &= \varphi_{a, \theta} E_a I_a + \varphi_{s, \theta} E_s I_s + \varphi_{c, \theta} E_c I_c \\ &= 0,6 * 48428\text{MPa} * 72292049\text{mm}^4 + 0,8 * 170730\text{MPa} * 14861697\text{mm}^4 + \\ &\quad 1,2 * 3449\text{MPa} * 233373842\text{mm}^4 \\ &= 5,10 * 10^{12} \text{Nmm}^2 \end{aligned}$$

Palotilanteessa pilarin kimmoteorian mukainen kriittinen kuorma $N_{cr, fi}$, kaava 3.10:

$$N_{cr, fi} = \frac{\pi^2 (EI)_{eff, fi}}{L_{e, \theta}^2} = (\pi^2 * 5,10 * 10^{12} \text{Nmm}^2) / (4900\text{mm})^2 = 2095\text{kN}$$

Pilarin muunnettu hoikkuus palotilanteessa $\bar{\lambda}_{\theta}$, kaava 3.9:

$$\bar{\lambda}_{\theta} = \sqrt{\frac{N_{pl, Rk, fi}}{N_{cr, fi}}} = \sqrt{\frac{3281\text{kN}}{2095\text{kN}}} = 1,252$$

Pilarin nurjahduskäyrä palotilanteessa on c eli $\alpha_{fi}=0,49$. Termi Φ_{θ} lasketaan kaavan 2.28 mukaisesti ja pilarin puristuskestävyyden pienennystekijä χ_{θ} kaavalla 2.27 käyttämällä molemmissa kaavoissa palotilanteen arvoja.

$$\Phi_{\theta} = 0,5 \left[1 + \alpha_{fi} (\bar{\lambda}_{\theta} - 0,2) + \bar{\lambda}_{\theta}^2 \right] = 0,5 [1 + 0,49(1,252 - 0,2) + 1,252^2] = 1,541$$

$$\chi_{\theta} = \frac{1}{\Phi_{\theta} + \sqrt{\Phi_{\theta}^2 - \bar{\lambda}_{\theta}^2}} = \frac{1}{1,51 + \sqrt{1,541^2 - 1,252^2}} = 0,410$$

Palotilannetta vastaava pilarin nurjahduskestävyys, kaava 3.8:

$$N_{Rd, fi} = \chi_{\theta} N_{pl, Rd, fi} = 0,410 * 3281\text{kN} = 1345\text{kN}$$

Pilarin hyväksikäyttöaste nurjahduksen suhteen palotilanteessa on:

$$N_{Ed,fi}/N_{Rd,a} = 330\text{kN}/1345\text{kN} = 0,25$$

Tarkistetaan vielä pilarin ehto sivusiirtävyydelle, kaava 2.1:

$$\alpha_{cr} = N_{cr,fi}/N_{Ed,fi} = 2095\text{kN}/330\text{kN} = 6,35$$

Tämän perusteella pilari luokitellaan sivusiirtäväksi myös palotilanteessa, joten toisen kertaluvun vaikutukset täytyy ottaa huomioon.

Pilarin kestävyys momentin ja normaalivoiman yhteisvaikutukselle palotilanteessa

Pilaria rasittava taivutusmomentti syntyy vaakasuuntaisista voimista (tuulikuormasta), joten $\beta_{m,fi}=1,0$.

Ensimmäisen kertaluvun mitoitusmomentti $M_{Ed, I,fi}$, kaava 2.30 käyttämällä palotilanteen arvoja:

$$M_{Ed, I,fi} = \beta_{m,fi}M_{Ed,fi} + N_{Ed,fi}e_0 = 1,0*100\text{kNm} + 330\text{kN}*0,035\text{m} = 111,6\text{kNm}$$

Palotilanteen momentin suurennuskerroin $k_{m,fi}$, kaava 3.20:

$$k_m = \frac{1}{\left(1 - \frac{N_{Ed,fi}}{N_{Rd,fi}}\right)^m} = \frac{1}{\left(1 - \frac{330\text{kN}}{1345\text{kN}}\right)^{1,0}} = 1,325$$

Mitoitusmomentti palotilanteessa $M_{Ed, fi}$, kaava 3.21:

$$M_{Ed, max} = \max\{k_{m,fi}M_{Ed, I,fi} ; M_{Ed,fi}\} = \max\{1,325*111,6\text{kNm} ; 111,6\text{kN}\} = 147,8\text{kNm}$$

Suhteellinen normaalivoima palotilanteessa $\chi_{d,fi}$, kaava 3.17:

$$\chi_{d,fi} = N_{Ed,fi}/N_{pl, Rd,fi} = 330\text{kN}/3281\text{kN} = 0,101$$

Betoniosakerroin palotilanteessa $\chi_{C,fi}$, kaava 3.18

$$\chi_{C,fi} = A_c f_{c, \theta} / N_{pl,Rd,fi} = 52669\text{mm}^2 * 25,2\text{MPa} / 3281\text{kN} = 0,404$$

Suhteellinen momentti palotilanteessa $\mu_{d,fi}$, kaava 3.19:

$$\mu_{d,fi} = \min\left\{\frac{\chi_{d,fi}^{-1}}{\chi_{C,fi}^{-1}}; 1,0\right\} = \min\{(0,101-1)/(0,404-1) ; 1,0\} = \min\{1,510 ; 1,0\} = 1,0$$

Taivutusmomentin ja normaalivoiman yhteisvaikutuksen ehto, kaava 2.36:

$$\frac{M_{Ed, fi}}{\mu_{d, fi} M_{pl, Rd, fi}} \leq \alpha_{M, fi}$$

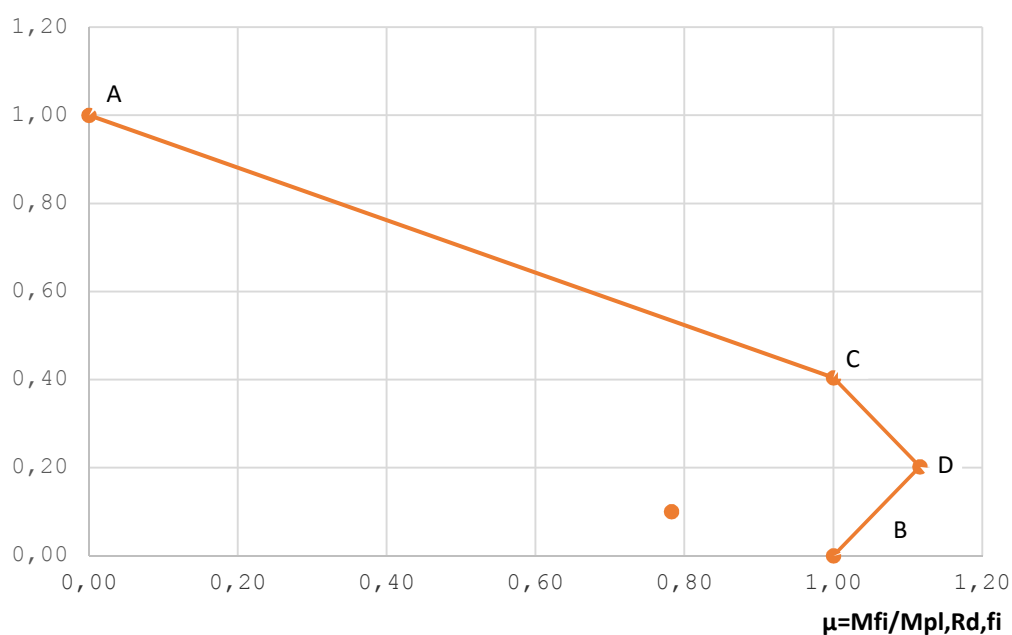
$$\frac{147,8 \text{ kNm}}{1,0 \cdot 188,9 \text{ kNm}} = 0,783 \leq 1,0$$

Määritetään poikkileikkauksen M-N –yhteisvaikutusdiagrammi palotilanteessa käyttäen kappaleen 2.2.1 ohjeistusta:

Piste A:	$\chi =$	1,0	$\mu =$	0,0
Piste B:	$\chi =$	0,0	$\mu =$	1,0
Piste C:	$\chi =$	0,40	$\mu =$	1,0
Piste D:	$\chi =$	0,20	$\mu =$	1,12

$$\chi_{d, fi} = 0,101 \quad \mu_{Ed, fi} = 0,783$$

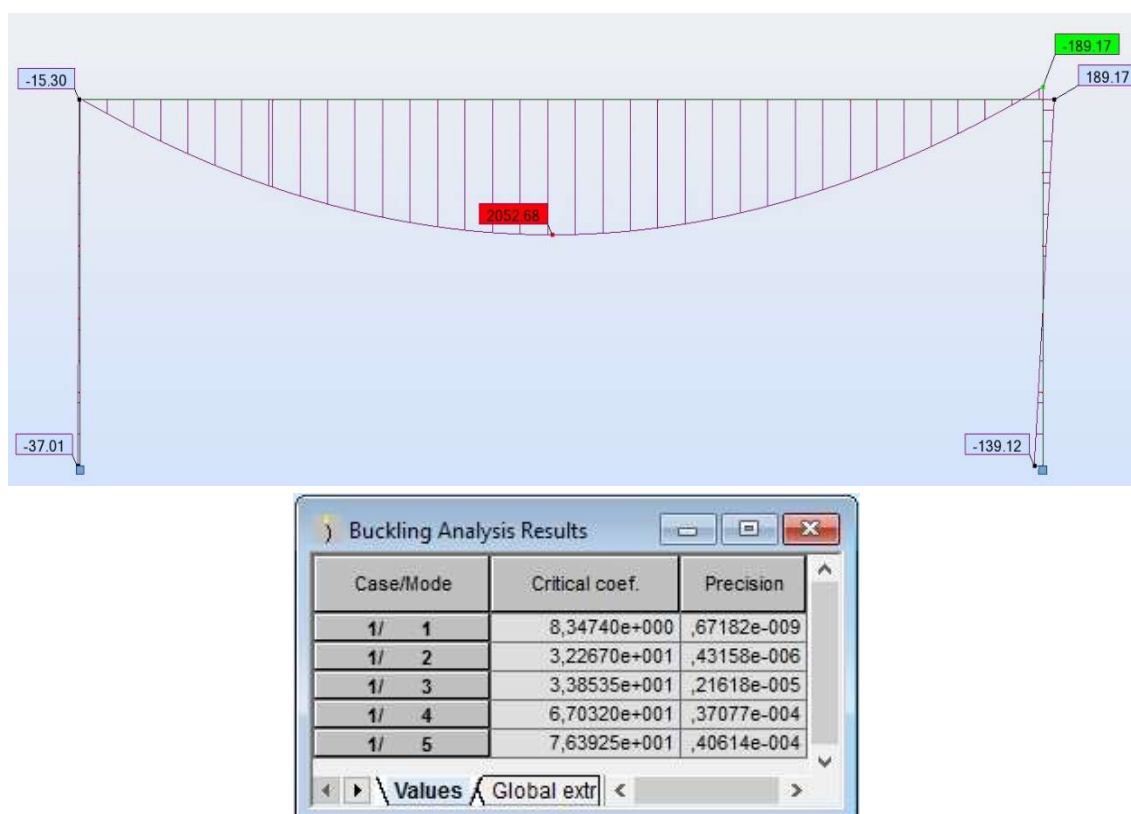
$\chi = N_{fi} / N_{pl, Rd, fi}$



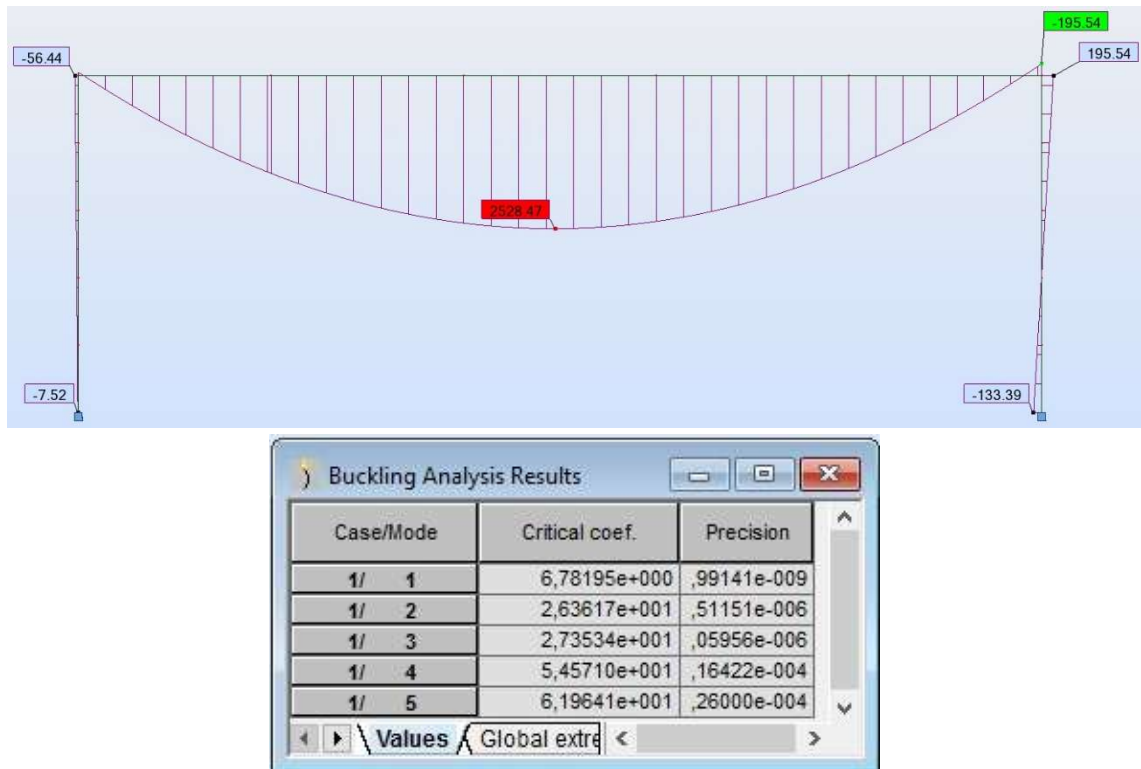
Kuva 2 Esimerkkilaskelman liittopilarin M-N –yhteisvaikutusdiagrammi palotilanteessa

LIITE 3: TAIVUTUSMOMENTTIJAKAUMAT JA NURJAHDUKSEN OMINAISARVOT KEHÄTAPAUKSITTAIN

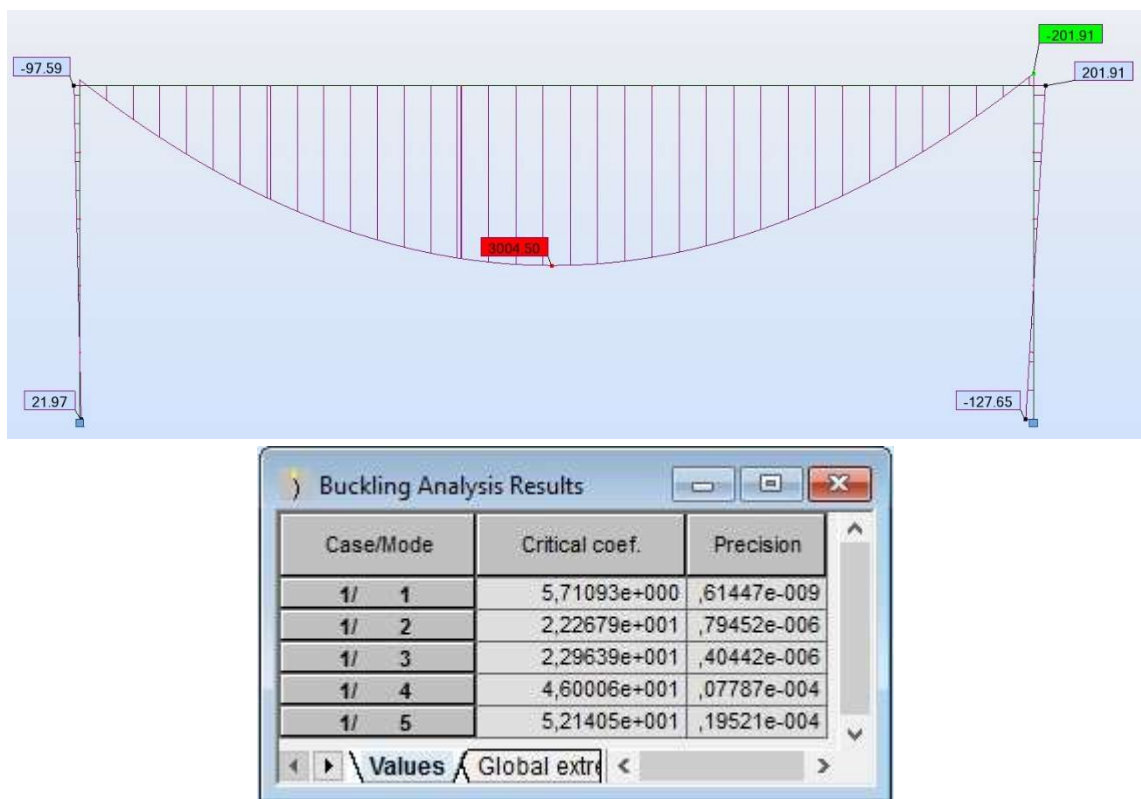
Tässä liitteessä esitetään jokaiselle kehätapaukselle näiden momenttijakaumat pysty- ja vaakakuormien vaikutuksesta sekä näitä vastaavat ominaisarvot λ_{cr} jokaiselle eri nurjahdusmuodolle. Laskennat on tehty Autodesk Robot Structural Analysis –laskentaohjelmalla kappaleen 4 mukaisesti.



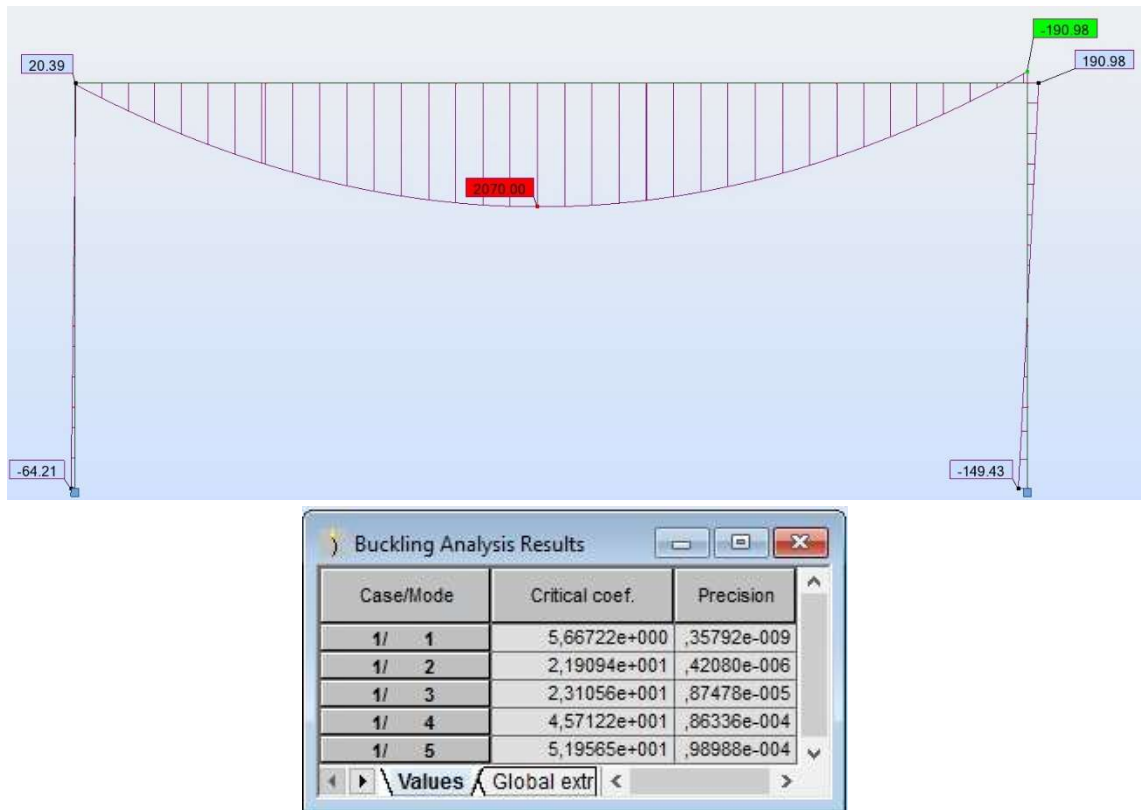
Kuva 1 Kehän 1 momenttipinta ja jokaista nurjahdusmuotoa vastaavat ominaisarvot λ_{cr}



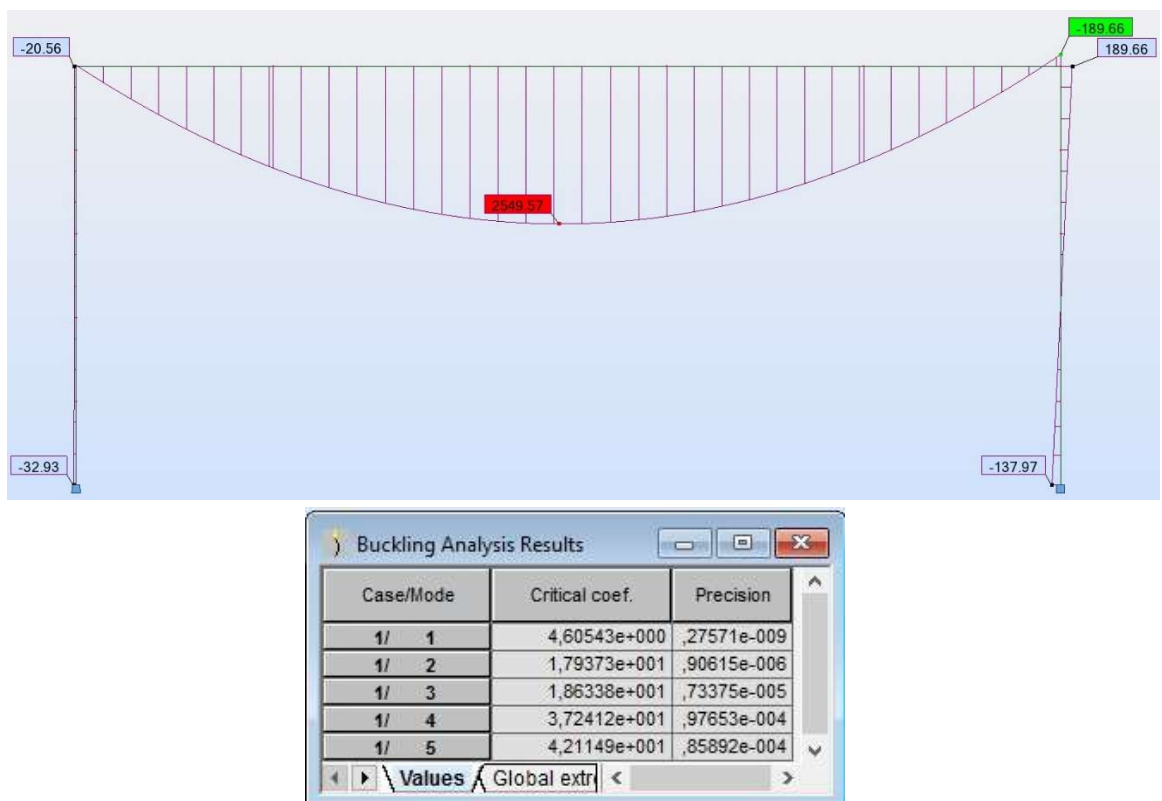
Kuva 2 Kehän 2 momenttipinta ja jokaista nurjahdusmuotoa vastaavat ominaisarvot λ_{cr}



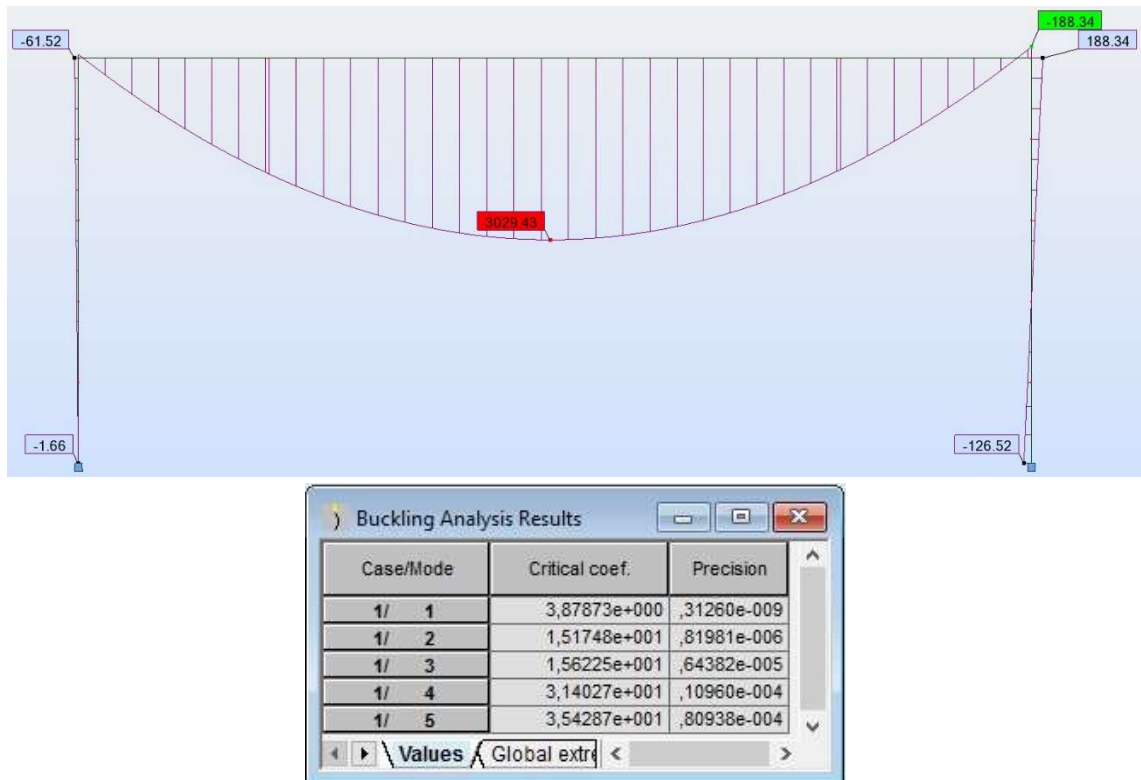
Kuva 3 Kehän 3 momenttipinta ja jokaista nurjahdusmuotoa vastaavat ominaisarvot λ_{cr}



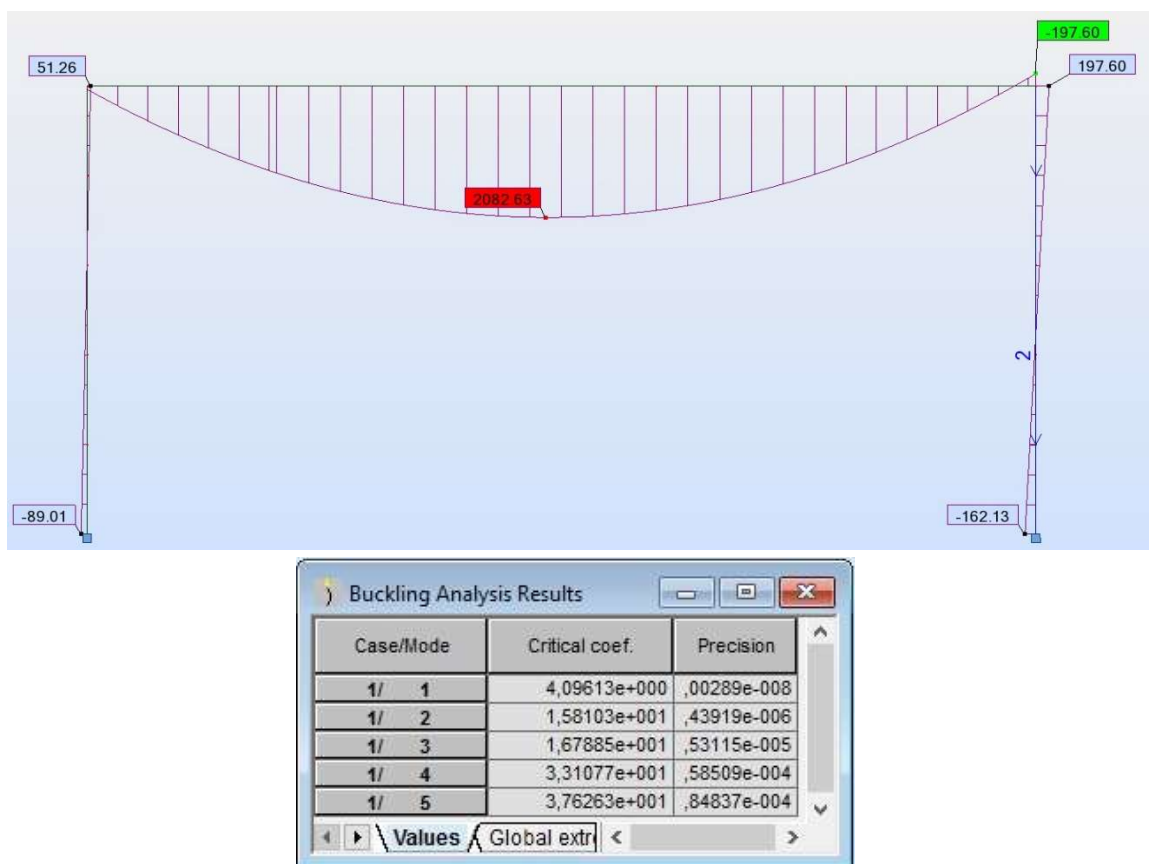
Kuva 4 Kehän 4 momenttipinta ja jokaista nurjahdusmuotoa vastaavat ominaisarvot λ_{cr}



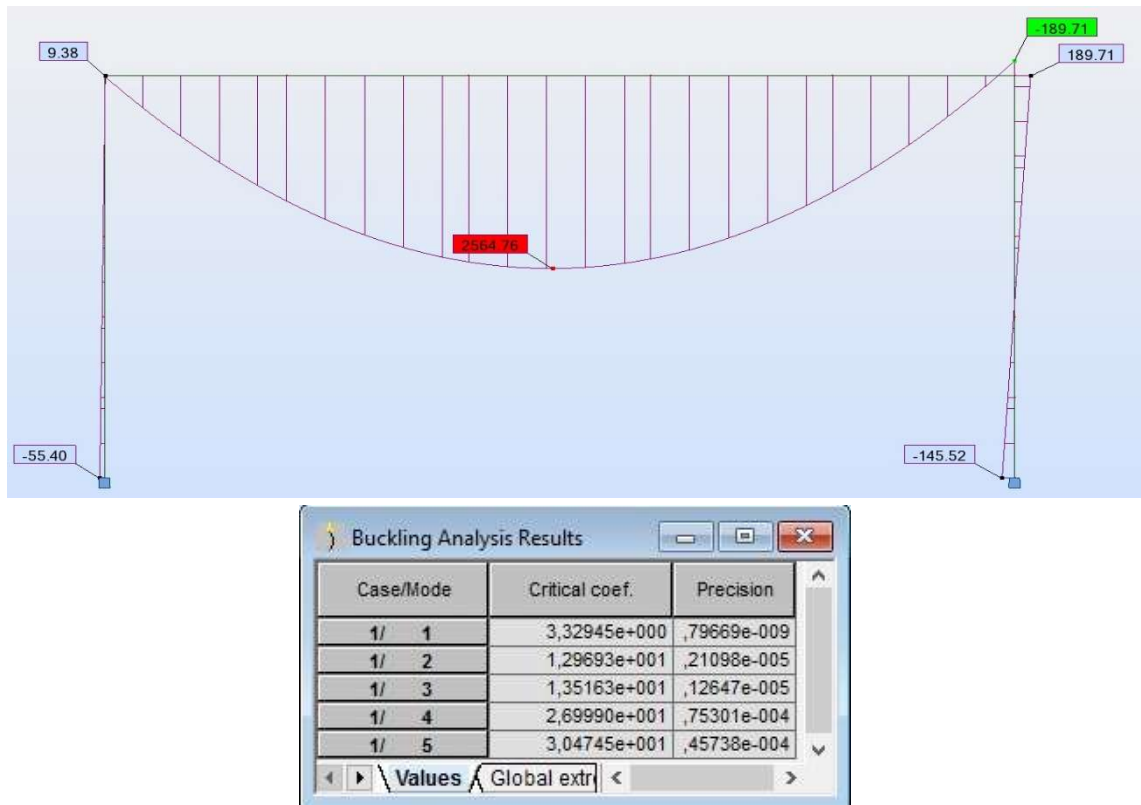
Kuva 5 Kehän 5 momenttipinta ja jokaista nurjahdusmuotoa vastaavat ominaisarvot λ_{cr}



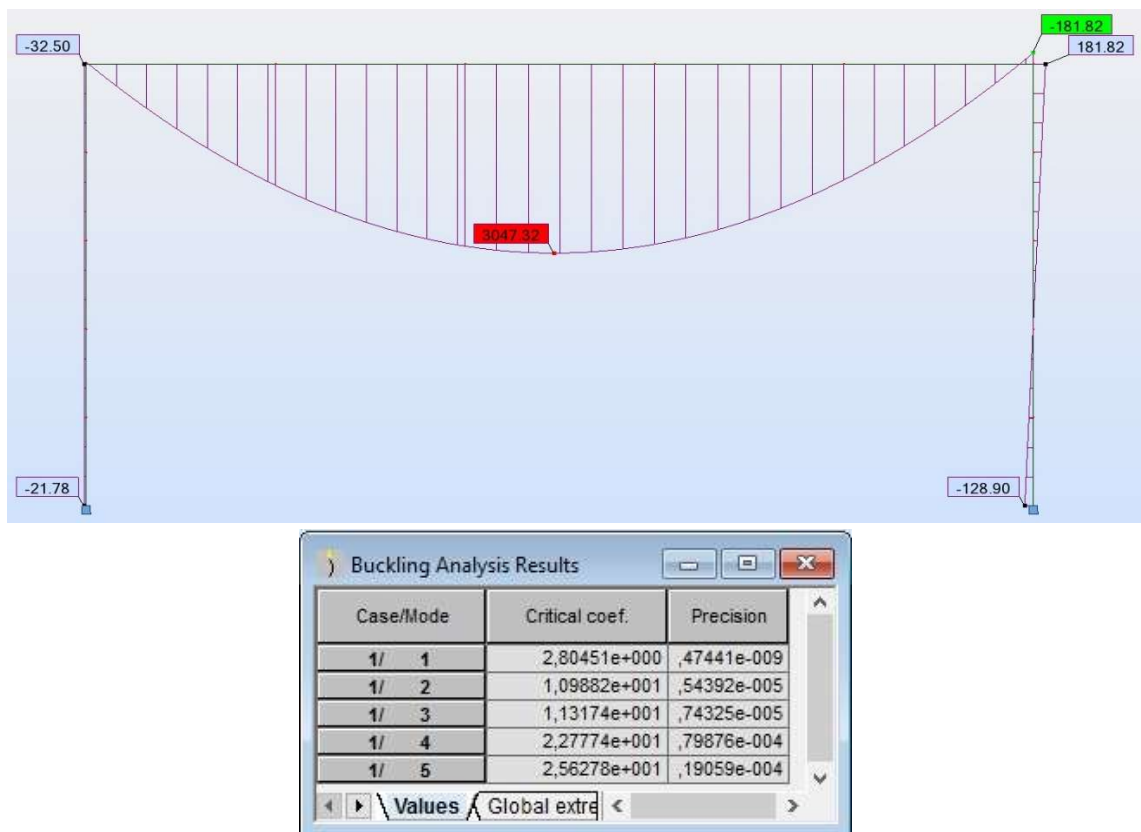
Kuva 6 Kehän 6 momenttipinta ja jokaista nurjahdusmuotoa vastaavat ominaisarvot λ_{cr}



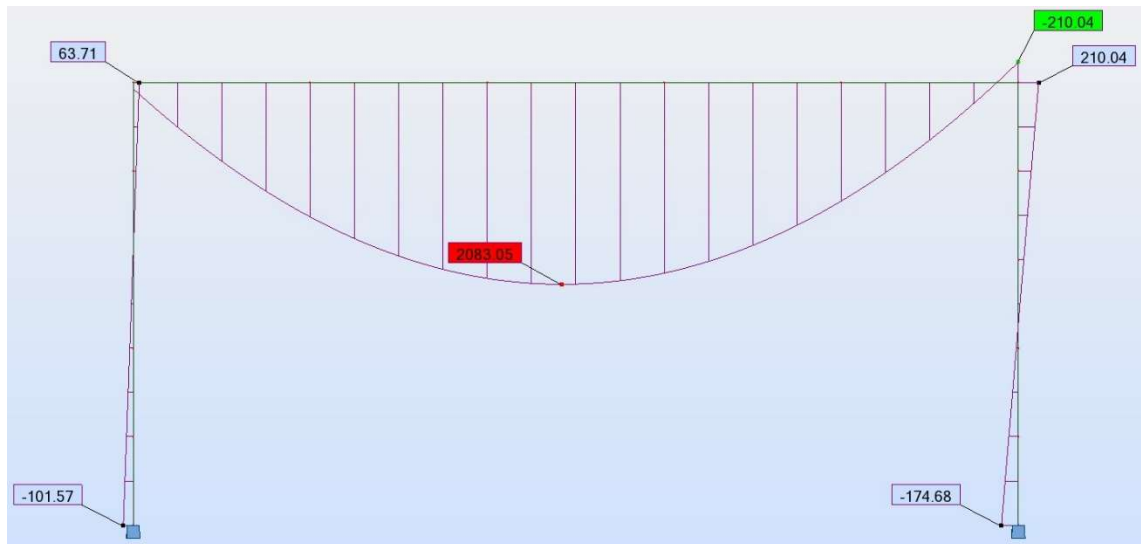
Kuva 7 Kehän 7 momenttipinta ja jokaista nurjahdusmuotoa vastaavat ominaisarvot λ_{cr}



Kuva 8 Kehän 8 momenttipinta ja jokaista nurjahdusmuotoa vastaavat ominaisarvot λ_{cr}



Kuva 9 Kehän 9 momenttipinta ja jokaista nurjahdusmuotoa vastaavat ominaisarvot λ_{cr}



Buckling Analysis Results

Case/Mode	Critical coef.	Precision
1/ 1	4,09612e+000	,00544e-008
1/ 2	1,57681e+001	,91426e-006
1/ 3	1,68359e+001	,62626e-005
1/ 4	3,30700e+001	,52403e-004
1/ 5	3,76735e+001	,96135e-004

Values / Global extr

Kuva 10 Kehän 10 momenttipinta ja jokaista nurjahdusmuotoa vastaavat ominaisarvot λ_{cr}

LIITE 4: KEHÄN 1 PLASTINEN OMINAISARVO

Tässä liitteessä lasketaan kehätapausten 1 plastinen ominaisarvo jokaista mekanismivaihtoehtoa kohden. Muiden kehätapausten tarkempaa laskentaa ei käydä läpi, koska laskennat eivät eroa tapausten välillä muutoin kuin geometrian ja kuormitusten suhteen, joten näistä esitetään vain tulokset kappaleessa 5. Laskennassa käytetään selkeyden vuoksi alaindeksejä c ja b erottamaan pilarin ja palkin laskenta-arvot toisistaan. Pilarin plastinen taivutuskestävyys lasketaan liitteessä 1 ja kestävyuden arvoksi saadaan $M_{pl,Rd,c} = 335,7\text{kNm}$. Palkin (HEB1000) taivutuskestävyys lasketaan kertomalla sen taivutusvastus $W_{pl,b}$ teräksen myötölujuudella $f_{y,b}$. Taivutusvastus saadaan taulukoista.

$$W_{pl,b} = 14855 \cdot 10^3 \text{mm}^3$$

$$f_{y,b} = 355 \text{MPa}$$

$$M_{pl,Rd,b} = W_{pl,b} \cdot f_{y,b} = 5273,5 \text{kNm}$$

Merkitään laskuissa:

$$M_{pl,Rd,c} = M_{pl}$$

$$M_{pl,Rd,b} = x \cdot M_{pl,Rd,c}$$

$$\rightarrow x = M_{pl,Rd,b} / M_{pl,Rd,c}$$

$$M_{pl,Rd,b} = (M_{pl,Rd,b} / M_{pl,Rd,c}) \cdot M_{pl} = (5273,5 \text{kN} / 335,7 \text{kNm}) \cdot M_{pl} = 15,7 M_{pl}$$

Plastinen nivel syntyy palkin ja pilarin liitoksessa pilariin, koska $M_{pl,Rd,c} < M_{pl,Rd,b}$.

KEHÄ 1

$$a = 7 \text{m}$$

$$b = 10 \text{m}$$

$$q = 43 \text{kN/m} \quad (\text{ulkoinen kuorma} + \text{palkin omapaino})$$

$$H = 50 \text{kN}$$

$$V = q \cdot 2 \cdot b / 2 = 43 \text{kN/m} \cdot 2 \cdot 10 \text{m} / 2 = 430 \text{kN}$$

Merkitään laskuissa:

$$V = \lambda$$

$$H = x \cdot V$$

$$\rightarrow x = H / V$$

$$H = (H / V) \cdot \lambda = (50 \text{kN} / 430 \text{kN}) \cdot \lambda = 0,116 \lambda$$

a) Pilarimekanismi

Lasketaan mekanismin sisäiset ja ulkoiset työt kaavoilla 4.12 ja 4.13:

$$W_s = \sum_{i=1}^{\infty} M_{pl,i} \theta_i = 2 * M_{pl} * \theta + 2 * M_{pl} * |\theta| = 4 M_{pl} \theta$$

$$W_u = \sum_{i=1}^{\infty} \lambda_i L \theta_i = 0,116 \lambda * b * \theta = 0,116 \lambda * 7m * \theta = 0,814 \lambda \theta$$

$$W_s = W_u$$

$$4 M_{pl,Rd} \theta = 0,814 \lambda \theta$$

$$\lambda = N_p = (4 M_{pl,Rd} \theta) / (0,814 \theta) = 4,914 M_p / m = 4,914 * 335,7 \text{ kNm/m} = 1650 \text{ kN}$$

$$\lambda_p = N_p / V = 1650 \text{ kN} / 430 \text{ kN} = 3,84$$

b) Palkkimekanismi

Lasketaan mekanismin sisäiset ja ulkoiset työt kaavoilla 4.12 ja 4.13:

$$W_s = \sum_{i=1}^{\infty} M_{pl,i} \theta_i = 2 * M_{pl} * |\theta| + 15,7 M_{pl} * 2\theta = 33,4 M_{pl} \theta$$

$$W_u = \sum_{i=1}^{\infty} \lambda_i L \theta_i = \lambda * a * \theta = \lambda * 10m * \theta = 10 \lambda \theta$$

$$W_s = W_u$$

$$33,4 M_{pl,Rd} \theta = 10 \lambda \theta$$

$$\lambda = N_p = (33,4 M_{pl,Rd} \theta) / (10 \theta) = 3,342 M_p / m = 3,342 * 335,7 \text{ kNm/m} = 1122 \text{ kN}$$

$$\lambda_p = N_p / V = 1122 \text{ kN} / 430 \text{ kN} = 2,61$$

c) Yhdistetty mekanismi

Lasketaan mekanismin sisäiset ja ulkoiset työt kaavoilla 4.12 ja 4.13:

$$W_s = \sum_{i=1}^{\infty} M_{pl,i} \theta_i = M_{pl} * |\theta| + 15,7 M_{pl} * 2\theta + M_{pl} * |\theta| + M_{pl} * \theta = 35,4 M_{pl} \theta$$

$$W_u = \sum_{i=1}^{\infty} \lambda_i L \theta_i = \lambda * a * \theta + 0,116 \lambda * b * \theta = \lambda * 10m * \theta + 0,116 \lambda * 7m * \theta = 10,8 \lambda \theta$$

$$W_s = W_u$$

$$35,4 M_{pl,Rd} \theta = 10,8 \lambda \theta$$

$$\lambda = N_p = (35,4 M_{pl,Rd} \theta) / (10,8 \theta) = 3,275 M_p / m = 3,275 * 335,7 \text{ kNm/m} = 1099 \text{ kN}$$

$$\lambda_p = N_p / V = 1099 \text{ kN} / 430 \text{ kN} = 2,56$$

Mekanismi syntyy ensimmäisenä yhdistetyssä mekanismivaihtoehdossa.

$$\text{Kehän 1 plastinen rajakuorma: } N_p = 1099 \text{ kN}$$

$$\text{Kehän 1 plastinen ominaisarvo: } \lambda_p = 2,56$$